



M 2014

SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES

DIOGO JOÃO QUINTAS DA SILVA MAGALHÃES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES

DIOGO JOÃO QUINTAS DA SILVA MAGALHÃES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e Irmã

“A man may die, nations may rise and fall, but an idea lives on.”

John F. Kennedy

AGRADECIMENTOS

A elaboração do presente documento teve o importante apoio e colaboração de algumas pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para o resultado final do mesmo, a quem o autor não poderia esquecer de expressar o seu sincero agradecimento.

Assim sendo, o autor manifesta um especial obrigado ao orientador da sua dissertação, o Professor Doutor José Manuel Leitão Borges, pela sua orientação ao longo de todo o processo, pela disponibilidade demonstrada, pela cedência de elementos necessários à elaboração do trabalho, pelos valiosos conselhos dados e pela revisão crítica efetuada.

Seguidamente o autor agradece aos seus pais e irmã por todo o amor, dedicação, amizade e apoio incondicional apresentados ao longo de toda a sua vida, bem como pelo incentivo e conselhos dados ao longo de todo o processo.

Por último, o autor dirige uma palavra de gratidão aos seus amigos pelo companheirismo, apoio e entajuda demonstrados.

RESUMO

O presente documento tem como objetivo a descrição alargada dos sistemas construtivos relativos aos diferentes tipos de tecnologias que podem ser aplicadas nos trabalhos de reabilitação e reforço de fundações.

Na dissertação são abordadas e analisadas as seguintes técnicas: a consolidação do material das fundações, o alargamento de fundações, o recalce das fundações, o reforço de fundações através de microestacas e corpos de *jet grout* e a criação de caves sob edifícios existentes ou fachadas a manter. Em cada uma delas é efetuada uma apreciação geral da solução, avaliando-se as suas vantagens e desvantagens, o seu campo de aplicação, os materiais, os equipamentos e as fases construtivas, sendo apresentados alguns casos de obra. Para além disto, realiza-se também uma avaliação dos fatores que estão na origem da necessidade de se reabilitar e reforçar as fundações, referindo-se algumas das suas patologias e descrevendo-se também os estudos e trabalhos preliminares necessários de realizar antes do início das obras.

Por fim, tecem-se algumas considerações finais de caráter geral.

PALAVRAS-CHAVE: tipos de fundações, patologias de fundações, reabilitação e reforço de fundações, sistemas construtivos, casos de obra.

ABSTRACT

This document aims to widely describe the constructive systems related to the different types of technologies that can be used in the rehabilitation and reinforcement of foundations.

In this thesis the following techniques are studied and analysed: the consolidation of foundations, the enlargement of foundations, the underpinning of foundations, the reinforcement of foundations through micropiles and *jet grout* elements and the constructions of basements. An overall discussion of each presented solution is undertaken, assessing its advantages and disadvantages, application fields, materials, equipment and construction phases, some case studies being presented. Besides this, an evaluation of the factors that originate the need of the rehabilitation and reinforcement of foundations is also performed, pointing out several foundation pathologies and also describing the investigation and preliminary works that need to be carried out before the beginning of the construction works.

Finally, overall considerations are presented.

KEYWORDS: foundation types, foundation pathologies, rehabilitation and reinforcement of foundations, constructive systems, case study.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1.INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS.....	1
1.2. ESTRUTURA	1
1.3. ANTECEDENTES HISTÓRICOS	2
1.4. ESTADO DA ARTE	4
2.CARACTERIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES	7
2.1. CARACTERIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS.....	7
2.1.1. NOTA INTRODUTÓRIA	7
2.1.2. FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS ANTIGOS	7
2.1.3. FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS RECENTES	12
3.AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES	21
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	21
3.2. FATORES NA ORIGEM DA NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO E REFORÇO	23
3.3. ASPETOS QUE INFLUENCIAM OS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO	25
3.4. CARACTERÍSTICAS COMUNS AOS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO	27
3.5. GESTÃO DOS RISCOS ASSOCIADOS AOS TRABALHOS DE REFORÇO	28
3.6. CLASSIFICAÇÃO GERAL DAS ROTURAS DE FUNDAÇÕES.....	30
3.7. PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES	30
3.7.1. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO	31
3.7.2. ANÁLISE E PROJETO DAS FUNDAÇÕES	35
3.7.3. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES	39
3.7.4. EVENTOS APÓS A CONSTRUÇÃO DAS FUNDAÇÕES.....	41
3.7.5. DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DAS FUNDAÇÕES	44
4.ESTUDOS E INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES.....	47
4.1. RECOLHA DE INFORMAÇÃO	47
4.2. INSPEÇÃO DAS FUNDAÇÕES	48
4.3. PROSPEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	51
4.3.1. OBJETIVOS	51
4.3.2. SONDAGENS EXPLORATÓRIAS.....	52
4.3.3. ENSAIOS “IN SITU”	53
4.3.4. ENSAIOS HIDRÁULICOS.....	56
4.3.5. ENSAIOS LABORATORIAIS.....	57

5.REFORÇO DE FUNDAÇÕES POR CONSOLIDAÇÃO, ALARGAMENTO DA BASE E RECALCE	59
5.1. CONSOLIDAÇÃO DO MATERIAL DE FUNDAÇÕES	59
5.1.1. PREÂMBULO	59
5.1.2. EQUIPAMENTOS	60
5.1.3. FASES DE EXECUÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO DA ALVENARIA DE FUNDAÇÕES	60
5.1.3.1. Considerações iniciais	60
5.1.3.2. Fases de execução da consolidação sem estrutura de contenção	61
5.1.3.3. Fases de execução da consolidação com estrutura de contenção	61
5.2. ALARGAMENTO E RECALCE DE FUNDAÇÕES	63
5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
5.2.2. SISTEMAS DE SUPORTE TEMPORÁRIO	67
5.2.3. ALARGAMENTO DE SAPATAS ISOLADAS	68
5.2.3.1. Considerações iniciais	68
5.2.3.2. Fases de execução do alargamento de sapatas isoladas	69
5.2.4. ALARGAMENTO DE FUNDAÇÕES CONTÍNUAS	70
5.2.4.1. Considerações iniciais	70
5.2.4.2. Fases de execução do alargamento de fundações contínuas	71
5.2.5. RECALCE DE FUNDAÇÕES	73
5.2.5.1. Considerações iniciais	73
5.2.5.2. Fases de execução de recalces superficiais de fundações	73
5.2.5.3. Fases de execução de recalces profundos de fundações	77
5.3. CASOS DE OBRA	79
5.3.1. REFORÇO E CONSOLIDAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA BASÍLICA DE ST. MARIA, TONGEREN	79
5.3.2. RECALCE DAS FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO NO CENTRO HISTÓRICO DE GRANADA	80
5.3.3. ESTABILIZAÇÃO DO THE WASHINGTON MONUMENT	82
6.REFORÇO DE FUNDAÇÕES ATRAVÉS DE MICROESTACAS	85
6.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA	85
6.2. DEFINIÇÃO, CAMPO DE APLICAÇÃO E MATERIAIS	87
6.2.1. DEFINIÇÃO	87
6.2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO	89
6.2.3. MATERIAIS	90
6.3. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO	94
6.3.1. PREÂMBULO	94
6.3.2. CLASSIFICAÇÃO QUANTO À APLICAÇÃO/FUNÇÃO PARA A QUAL FOI PROJETADA	94
6.3.3. CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO MÉTODO DE CONSTRUÇÃO (SELAGEM)	96
6.4. PROCESSO DE EXECUÇÃO	97
6.4.1. PREÂMBULO	97

6.4.2. FURAÇÃO	97
6.4.3. COLOCAÇÃO DA ARMADURA.....	99
6.4.4. SELAGEM	101
6.4.5. INJEÇÃO	101
6.4.6. LIGAÇÃO À ESTRUTURA	101
6.5. CONTROLO DA QUALIDADE.....	102
6.6. ENSAIOS	103
6.7. DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO	104
6.7.1. PREÂMBULO	104
6.7.2. FASES DE EXECUÇÃO DO REFORÇO DE FUNDAÇÕES POR ATRAVESSAMENTO	105
6.7.3. FASES DE EXECUÇÃO DO REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM VIGAS DE COROAMENTO.....	105
6.8. CASOS DE OBRA.....	109
6.8.1. RECALCE DO PALÁCIO CAMPOSAGRADO EM AVILÉS.....	109
6.8.2. REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO DO TEATRO AVEIRENSE	114
6.8.3. AMPLIAÇÃO SUBTERRÂNEA DO TEATRO CIRCO DE BRAGA.....	117
6.8.4. RECALÇAMENTO DO PALÁCIO SOTTO MAYOR.....	118
7.REFORÇO DE FUNDAÇÕES ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DA TECNOLOGIA DE JET GROUTING	123
7.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA TECNOLOGIA	123
7.2. DEFINIÇÃO, CAMPO DE APLICAÇÃO E EQUIPAMENTO	124
7.2.1. DEFINIÇÃO.....	124
7.2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO	125
7.2.3. EQUIPAMENTOS	128
7.3. MODO DE EXECUÇÃO.....	128
7.3.1. PROCESSO FÍSICO	128
7.3.2. SISTEMAS DE JET GROUTING EXISTENTES.....	129
7.3.3. ELEMENTOS E ESTRUTURAS DE JET GROUT	132
7.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCESSO	133
7.5. VARIÁVEIS QUE INFLUENCIAM O MÉTODO	135
7.6. CONTROLO DE QUALIDADE	136
7.7. UTILIZAÇÃO DO SISTEMA JET GROUTING EM REFORÇO DE FUNDAÇÕES	138
7.7.1. PREÂMBULO	138
7.7.2. FASES DE EXECUÇÃO DE COLUNAS DE JET GROUT PARA RECALCE DE FUNDAÇÕES	139
7.7.2.1. Perfuração destrutiva do terreno e sua paragem	139
7.7.2.2. Subida da vara com jateamento de calda de cimento e sua paragem	140
7.8. CASOS DE OBRA.....	140
7.8.1. RECALCE DO HOTEL AV. PALACE PARA A CONSTRUÇÃO DA GALERIA DO METROPOLITANO DO LISBOA.....	140
7.8.2. SOLUÇÕES DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES EM EDIFÍCIOS PATRIMONIAIS DA CIDADE DE AVEIRO.....	141
7.8.2.1. Recalce das fundações da Câmara Municipal de Aveiro	141
7.8.2.2. Edifício da antiga Capitania do porto de Aveiro	143

7.8.3. TRABALHOS NA ESTAÇÃO CENTRAL DE AMESTERDÃO	145
---------------------------------------------------------	-----

8.CONSTRUÇÃO DE CAVES SOB EDIFÍCIOS EXISTENTES OU FACHADAS A MANTER

8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	149
----------------------------------------	------------

8.2. PAREDES MOLDADAS	150
------------------------------------	------------

8.2.1. DEFINIÇÃO	150
------------------------	-----

8.2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO	151
---------------------------------	-----

8.2.3. EQUIPAMENTOS	152
---------------------------	-----

8.2.4. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES MOLDADAS “IN SITU”	153
--------------------------------------------------------------	-----

8.2.4.1. Preâmbulo	153
--------------------------	-----

8.2.4.2. Implantação em obra	154
------------------------------------	-----

8.2.4.3. Execução dos muros guia	155
----------------------------------------	-----

8.2.4.4. Produção das lamas bentoníticas	157
------------------------------------------------	-----

8.2.4.5. Escavação das trincheiras para a execução dos painéis	158
----------------------------------------------------------------------	-----

8.2.4.6. Colocação das juntas dos painéis	159
-------------------------------------------------	-----

8.2.4.7. Colocação da armadura	159
--------------------------------------	-----

8.2.4.8. Betonagem do painel.....	161
-----------------------------------	-----

8.2.4.9. Escavação no interior do perímetro delimitado pela parede moldada e estabilização da mesma	161
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.3. PAREDES TIPO BERLIM.....	162
--------------------------------------	------------

8.3.1. DEFINIÇÃO	162
------------------------	-----

8.3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO.....	163
--------------------------------	-----

8.3.3. PAREDES TIPO BERLIM PROVISÓRIAS E DEFINITIVAS	163
------------------------------------------------------------	-----

8.3.4. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS	164
-------------------------------------------------------------------	-----

8.3.4.1. Furação, instalação dos perfis metálicos e selagem.....	166
------------------------------------------------------------------	-----

8.3.4.2. Execução da viga de coroamento	166
-----------------------------------------------	-----

8.3.4.3. Escavação dos painéis primários do primeiro nível	167
------------------------------------------------------------------	-----

8.3.4.4. Execução da armadura e betonagem dos painéis primários do primeiro nível	167
-----------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.3.4.5. Instalação das ancoragens nos painéis primários do primeiro nível.....	168
---------------------------------------------------------------------------------	-----

8.3.4.6. Execução dos painéis secundários do primeiro nível	169
-------------------------------------------------------------------	-----

8.3.4.7. Execução dos painéis dos restantes níveis	169
----------------------------------------------------------	-----

8.4. SISTEMA CONSTRUTIVO DE CAVES	169
------------------------------------------------	------------

8.4.1. PREÂMBULO	169
------------------------	-----

8.4.2. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES UTILIZANDO A TECNOLOGIA DE PAREDES MOLDADAS ...	170
----------------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.4.3. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES UTILIZANDO A TECNOLOGIA DE PAREDES TIPO BERLIM.	174
----------------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.4.4. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES UTILIZANDO A TECNOLOGIA DE JET GROUTING.....	178
-------------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.4.5. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES ESTABILIZADAS ATRAVÉS DE BANDAS DE LAJE.....	178
-------------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.5. CASOS DE OBRA	183
---------------------------------	------------

8.5.1. EXECUÇÃO DE QUATRO PISOS ENTERRADOS NUM EDIFÍCIO CENTENÁRIO EM LISBOA	183
------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.5.2. CONTENÇÃO PERIFÉRICA E RECALÇAMENTO DO EDIFÍCIO Nº25 AV. DA REPÚBLICA, LISBOA.....	185
-------------------------------------------------------------------------------------------	-----

8.5.3. CONSTRUÇÃO DE UM PISO DE CAVE NUM EDIFÍCIO EM AVEIRO	187
9.CONSIDERAÇÕES FINAIS	189
BIBLIOGRAFIA	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 - Fundação da parede por sucessivas camadas de troncos de madeira [84]	3
Fig.1.2 – Reforço da fundação da parede através da construção da nova fundação de betão [84]	4
Fig.2.1 – Esquema de fundações diretas: a) sem sobrelargura; b) com sobrelargura [72].....	8
Fig.2.2 – Alguns tipos de fundações diretas de edifícios antigos em St. Petersburgo: 1-granito, 2- pedras grandes, 3-pedras pequenas, 4-troncos de madeira, 5-camada de tijolo [52]	8
Fig.2.3 – Fundação semi-direta por poços encabeçados por arcos [62]	9
Fig.2.4 – Esquema de fundação semi-direta através de poços: a) e b) encimados por arcos; b) com arcos invertidos [72]	10
Fig.2.5 – Representação da fundação de um edifício pombalino [adaptado de 62].....	10
Fig.2.6 – Alguns tipos de fundações por estacas de madeira em St. Petersburgo: 1-granito, 2-camada de tijolo, 3-troncos de madeira, 4-estacas de madeira [52]	11
Fig.2.7 – Esquema: a) da preparação da plataforma de trabalho; b) da cravação das estacas [72] ...	11
Fig.2.8 – Esquema: a) da colocação das longarinas sobre as estacas; b) da colocação das travessas sobre as longarinas [72]	11
Fig.2.9 – Esquema da execução do massame de envolvimento da grelha [72]	12
Fig.2.10 – a) Fundação mista em estacas de madeira e poços com arcos: a) alçado; b) corte [72] ...	12
Fig.2.11 – Esquemas de diversas geometrias possíveis para sapatas isoladas [21].....	13
Fig.2.12 – Esquema de conexão entre sapatas isoladas: uma com pilar excêntrico e outra com pilar centrado [adaptado 21]	14
Fig.2.13 – Agrupamento de sapatas através de vigas de travamento: a) representação; b) construção [adaptado de 46]	14
Fig.2.14 – Esquema representativo de sapatas corridas: a) para paredes; b) sob pilares [21]	15
Fig.2.15 – Grelha de fundação: a) esquema; b) construção [adaptado de 46]	15
Fig.2.16 – Planta representativa de um ensoleiramento geral [adaptado de 6]	16
Fig.2.17 – Corte representativo de um ensoleiramento geral [6].....	16
Fig.2.18 – Fundações semi-diretas por poços [24]	17
Fig.2.19 – Estacas pré-fabricadas cravadas: a) de betão; b) metálicas; c) de madeira [91].....	18
Fig.2.20 – Estacas moldadas: a) de trado contínuo; b) escavada com lamas bentoníticas [91].....	18
Fig.2.21 – Saneamento das estacas para a posterior execução dos maciços de encabeçamento [91]	19
Fig.3.1 – Assentamentos ocorridos em edifícios perto de escavações suportadas [95]	24
Fig.3.2 – Movimentos associados a edifícios adjacentes a escavações suportadas [89]	24
Fig.3.3 – Representação esquemática da disposição de elementos arqueológicos [55]	26
Fig.3.4 – a) Restos mortais danificados; b) Sarcófago encontrado nos trabalhos de reforço das fundações da Basílica St. Maria em Tongeren [41]	26
Fig.3.5 – Princípio do nível ótimo e aceitável do risco [17]	29
Fig.3.6 – Representação de uma investigação insuficiente [20].....	32
Fig.3.7 – Corte BB' do subsolo da obra [adaptado de 20]	33
Fig.3.8 – Corte AA' do subsolo da obra [adaptado de 20]	33
Fig.3.9 – Presença de blocos no local de implantação das fundações [90]	34
Fig.3.10 – Influência da vegetação nas fundações [89].....	35
Fig.3.11 – Formação de cavidades nas camadas de solos devido à carsificação [89]	35
Fig.3.12 – Zona de sobreposição de tensões passível de assentar e provocar danos nos edifícios [adaptado de 96]	36
Fig.3.13 – Esquema da atuação do atrito negativo numa estaca [20].....	37
Fig.3.14 – Esquema representativo do efeito de Tschebotarioff [90]	37
Fig.3.15 – Aplicação de diferentes sistemas de fundações numa estrutura [adaptado de 90]	38
Fig.3.16 – Danos provocados por diferentes níveis de carregamento numa mesma estrutura [adaptado de 90]	38
Fig.3.17 – Fundações assentes em solos diferentes devido à escavação e posterior aterro [adaptado de 20].....	40
Fig.3.18 – Fundação assente sobre um aterro mal executado [90].....	40
Fig.3.19 – Desvios de execução entre o estipulado no projeto e o construído [90]	41
Fig.3.20 – Efeitos da deposição de materiais pesados na vizinhança de estruturas [adaptado de 90]	42

Fig.3.21 – Colapso de um edifício devido à realização de uma escavação na sua proximidade [20]..	43
Fig.3.22 – Erosão e consequentes danos nas fundações das pontes localizadas sobre o rio Ingazeira e Pojuca no Brasil [94].....	43
Fig.3.23 – Deterioração do betão: a) Fissuração; b) Descamação; c) Delaminação; d) Quebras nos cantos [26]	45
Fig.3.24 – Esquema da meteorização de uma fundação: N1-nível do terreno antes da escavação; N2-nível do terreno após a escavação [2].....	45
Fig.4.1 - Investigação das fundações através de poços: a) esquema representativo; b) exame efetuado nos trabalhos de reforço das fundações do edifício principal da Universidade de Tartu [2, 5]	49
Fig.4.2 – Sondagem da fundação por furação: a) esquema representativo; b) furo realizado nos trabalhos de reforço das fundações da Basílica St. Maria em Tongeren [2, 42]	49
Fig.4.3 – Esquema de execução do ensaio <i>Borehole Radar</i> [23]	50
Fig.4.4 – Esquema de execução do ensaio sísmico paralelo [23]	51
Fig.4.5 – a) Vista da realização do ensaio SPT; b) Amostrador aberto após o ensaio [93]	54
Fig.4.6 – Ensaio CPT(U): a) cones e equipamentos de registo de dados; b) equipamento de cravação [93].....	55
Fig.4.7 – Esquema do ensaio de corte rotativo [97]	56
Fig.4.8 – Esquema do ensaio <i>Lugeon</i> : a) obturador simples; b) obturador duplo [48]	57
Fig.5.1 - Equipamento de injeção do material de consolidação [99]	60
Fig.5.2 - Esquema da consolidação de fundações sem estrutura de contenção [55]	61
Fig.5.3 – Esquema da consolidação com auxílio de chapas metálicas [adaptado de 55]	62
Fig.5.4 – Esquema da consolidação com auxílio de muretes de betão [adaptado de 55].....	63
Fig.5.5 – Esquema do reforço de fundação por alargamento da sua base [2]	63
Fig.5.6 – Esquema de algumas geometrias possíveis aplicadas no alargamento de fundações contínuas [55]	64
Fig.5.7 – Ligação do alargamento à fundação existente através: a) de varões; b) cinta de betão armado [55].....	64
Fig.5.8 – Alargamento conjugado com reforço da fundação: a) atravessando a própria fundação; b) atravessando a parede assente na fundação [55]	65
Fig.5.9 – Alargamento executado só de um lado da fundação [55]	65
Fig.5.10 – Esquema do reforço de fundação por recalçamento [2]	66
Fig.5.11 – Esquema representativo de diferentes soluções mistas por recalce e alargamento [55]....	67
Fig.5.12 – Esquema de escoramento possível durante os trabalhos de alargamento da fundação [55]	68
Fig.5.13 – Esquemas de escoramento possíveis durante os trabalhos de recalce da fundação [55] ..	68
Fig.5.14 – Esquema de reforço de uma sapata isolada por alargamento [22]	69
Fig.5.15 – Reforço das fundações isoladas por alargamento, na obra de requalificação do Mercado do Bom Sucesso: a) introdução dos varões nos furos realizados na fundação; b) e b.1) construção da armadura de cintagem; c) construção da cofragem [85].....	70
Fig.5.16 – Escavação do terreno por troços alternados: a) equipamento de escavação; b) fundação visível e acessível aos trabalhos [55]	71
Fig.5.17 – Corte da fundação através de um disco [55].....	71
Fig.5.18 – Trabalho na fundação existente: a) perfuração; b) introdução dos varões fixados por buchas químicas [55].....	72
Fig.5.19 – Trabalho na fundação existente: a) realização da armadura; b) execução da cofragem [55]	72
Fig.5.20 – Visão geral do trabalho de reforço por alargamento [55]	72
Fig.5.21 – Esquema de alargamento com reforço superior [9]	73
Fig.5.22 – Escavação do terreno por troços alternados: a) equipamento de escavação; b) fundação visível e acessível aos trabalhos [55]	74
Fig.5.23 – Execução do betão de limpeza e da armadura do recalce [55]	74
Fig.5.24 – Visão da cofragem efetuada e do recalce betonado [55].....	75
Fig.5.25 – Diferentes soluções de transferência de carga: a) argamassa com cimento expansivo; b) macacos planos perdidos; c) injeção de calda de cimento; d) injeção de resinas; e) calços ajustáveis [55]	75
Fig.5.26 – Realização do chanfro de canto [55]	76
Fig.5.27 – Execução da armadura nos troços escavados de um dos lados da fundação [55]	76

Fig.5.28 – Execução da metade da armadura correspondente ao outro lado da fundação [55].....	76
Fig.5.29 – Visão do recalce após a sua finalização [55]	77
Fig.5.30 – Execução do antepoço: a) alçado; b) planta [32].....	77
Fig.5.31 – Execução do escoramento do antepoço: a) alçado; b) planta [32].....	78
Fig.5.32 – Prolongamento e escoramento do antepoço sob a fundação a recalçar: a) alçado; b) planta [32].....	78
Fig.5.33 – Continuação da escavação do poço sob a fundação até à profundidade desejada [32]	78
Fig.5.34 – Visão do recalce por poços realizado [32]	79
Fig.5.35 – Planta da basílica, com as fases de escavação [51]	79
Fig.5.36 – Fases do recalce realizado [86]	81
Fig.5.37 – Escavação e entivação da zona da sapata [adaptado de 86]	81
Fig.5.38 – Execução da armadura do recalce e da viga de travamento [adaptado de 86]	81
Fig.5.39 – Betonagem do quadrante do recalce efetuado e da viga de travamento [adaptado de 86]	82
Fig.5.40 – Esquema da fundação existente e do reforço realizado: a) corte; b) planta [10]	83
Fig.6.1 - Esquema clássico de reforço de fundações: a) corte; b) planta [4].....	86
Fig.6.2 – Estrutura reforçada pelo sistema “ <i>reticuli di pali radice</i> ”: a) alçado; b) planta do reforço das colunas [adaptado de 4]	87
Fig.6.3 – Processo de execução de microestacas moldadas: a) início da furação; b) furação até à cota pretendida; c) retirada do equipamento de furação; d) colocação da armadura e injeção da calda de cimento de preenchimento; e) injeção a alta pressão; f) maciço ou viga de encabeçamento [4]	88
Fig.6.4 – Apresentação de algumas aplicações das microestacas: a) reforço de fundações; fundações de torres; c) estruturas de contenção de terras; d) estabilização de taludes [adaptado de 4, 54].....	90
Fig.6.5 – Microestaca reforçada com barra Gewi: a) esquema geral; b) pormenor da barra [adaptado de 98].....	91
Fig.6.6 – Esquema representativo da formação do “ <i>filtercake</i> ” [39]	92
Fig.6.7 – Esquema do preenchimento do furo com calda de cimento injetada [39]	92
Fig.6.8 – Aspeto final da microestaca [39]	92
Fig.6.9 – Esquema do reforço de uma microestaca através de um perfil tubular e de três varões de aço [4].....	93
Fig.6.10 – Exemplo de uma aplicação de microestacas Tipo 1 [4].....	95
Fig.6.11 – Exemplo de uma aplicação de microestacas Tipo 2 [4].....	96
Fig.6. 12 – Exemplo de um equipamento perfurador para a execução de microestacas [1].....	98
Fig.6.13 – a) Varas de furação; b) Bits ou cabeças de furação [1].....	98
Fig.6.14 – Perfis tubulares para microestacas: a) tubos manchete; b) pormenor da válvula manchete; c) elementos de união exterior [34]	100
Fig.6.15 – Tubo tampão de fundo [34]	100
Fig.6.16 – Esquemas exemplificativos de ligação das microestacas aos restantes elementos da estrutura [4]	102
Fig.6.17 – Sistemas de reação para ensaios de microestacas: a) à compressão; b) à tração [4]	104
Fig.6.18 – Esquema representativo de reforço por atravessamento de microestacas [2].....	105
Fig.6.19 – Recalçamento de uma fachada através de microestacas e vigas de recalçamento [8]....	106
Fig.6.20 – Esquema de recalce de fundações com microestacas encabeçadas por vigas de betão armado que atravessam a fundação existente ou a parede que suporta: a) alçado; b) planta; c) perspetiva [1].....	107
Fig.6.21 – Esquema de recalce em consola: a) perspetiva; b) planta [36]	108
Fig.6.22 – Esquema de reforço de sapatas isoladas [22]	108
Fig.6.23 – Fachada principal do Palácio Camposagrado [35]	109
Fig.6.24 – Parede interior: a) parcialmente em ruínas; b) com elementos de diferentes rigidezes [35]	110
Fig.6.25 – Esquema representativo das fases de execução relativas às paredes exteriores: a) 1º fase; b) 2º fase [35]	111
Fig.6.26 – Esquema representativo das fases de execução relativas às paredes exteriores: a) 3º fase; b) 4º fase [35]	111
Fig.6.27 – Esquema representativo das fases de execução relativas à parede interior: a) 1º fase; b) 2º fase [35].....	112
Fig.6.28 – Esquema representativo das fases de execução relativas à parede interior: a) 3º fase; b) 4º fase [35].....	113

Fig.6.29 – a) Perspetiva da cortina de microestacas ancorada; b) perspetiva da cortina com camada de betão; c) perspetiva do recalce da parede interior [35]	113
Fig.6.30 – Trabalhos de escavação [63]	115
Fig.6.31 – Recalce das paredes interiores [63]	115
Fig.6.32 – Soluções adotadas para a cortina periférica e para o recalce das fundações das paredes interiores [63]	116
Fig.6.33 – Esquema em planta do reforço das paredes interiores a preservar [63]	116
Fig.6.34 – Esquema da planta do edifício [68]	117
Fig.6.35 – Corte longitudinal 1-1 representado no esquema da planta [68]	117
Fig.6.36 – Perspetivas do recalçamento: a) dos pilares de entrada; b) de pilares interiores; c) de pilares e paredes onde apoiam os balcões [68]	118
Fig.6.37 – Vista do palácio no início da obra [66]	119
Fig.6.38 – Esquema representativo do recalce: a) microestacas e grelha de vigas de recalçamento; b) pormenor do recalce realizado [67]	119
Fig.6.39 – Recalce das paredes: a) grelha de vigas; b) visualização das microestacas realizadas [66]	120
Fig.6.40 – Contenção do palácio: a) planta esquemática; b) preparação do terreno para a construção da viga do 1º nível; c) execução da armadura da viga do 1º nível; d) montagem dos cabos de pré-esforço [67]	120
Fig.6.41 – Contenção do palácio: a) perspetiva das vigas de cintagem; b) perspetiva da cortina de estacas moldadas [67]	121
Fig.7.1- Comparação da aplicabilidade do <i>jet grouting</i> relativamente a outras técnicas de tratamento [58]	125
Fig.7.2 – Esquemas de algumas aplicações: a) recalce de fundações; b) cortinas de contenção; c) laje de fundo de contraventamento e impermeabilização; d) poço de contenção; e) consolidação do emboquilhamentos de túneis; f) reforço de ensoleiramentos; g) proteção de pilares de pontes contra a erosão; h) recalçamento de serviços que não podem ser deslocados [54]	127
Fig.7.3 – Esquema do procedimento de execução do <i>jet grouting</i> : a) introdução da vara; b) saída do jato de água, de ar ou de ambos; c) elevação rotacional da vara com a injeção simultânea da calda para a criação de uma coluna; d) criação de uma parede de colunas [71]	129
Fig.7.4 – Sistemas base de <i>jet grouting</i> : a) <i>jet 1</i> , b) <i>jet 2</i> e c) <i>jet 3</i> [71]	130
Fig.7.5 – Representação do sistema <i>Super Jet</i> [75]	131
Fig.7.6 – Sistema X-jet [88]	132
Fig.7.7 – Esquema de estruturas em jet grout: a) cortina de colunas, b) painel simples; c) painel duplo [75]	132
Fig.7.8 – Elementos de <i>jet grout</i> : a) A - um quarto de coluna, B - meia coluna e C - coluna completa; b) painel [43]	133
Fig.7.9 – Gamas dos diâmetros das colunas realizadas em solos incoerentes [18]	135
Fig.7.10 – Gamas dos diâmetros das colunas realizadas em solos coesivos [18]	136
Fig.7.11 – a) Coluna de teste; b) recolha de amostras [76]	137
Fig.7.12 – Refluxo originado durante os trabalhos de <i>jet grouting</i> [76]	138
Fig.7.13 – Recalce da fachada do hotel por colunas de <i>jet grout</i> : a) corte; b) secção da coluna [73]	141
Fig.7.14 – Execução das colunas periféricas de <i>jet grout</i> [64]	141
Fig.7.15 – Esquema do recalçamento periférico realizado e da cortina de contenção e estanqueidade [64]	142
Fig.7.16 – Recalce dos pilares originais e construção dos novos pilares interiores [64]	142
Fig.7.17 – Esquema dos trabalhos nos pilares interiores: a) reforço dos pilares existentes; b) construção dos novos pilares; c) demolição dos pilares originais [64]	143
Fig.7.18 – Esquema em planta da laje de fundação: a) original; b) após o reforço [63]	143
Fig.7.19 – Trabalhos para a execução das colunas no interior do edifício [63]	144
Fig.7.20 – Esquema da ligação das colunas que não confrontam diretamente com o canal [63]	144
Fig.7.21 – Esquema da ligação das colunas que confrontam diretamente com o canal [63]	145
Fig.7.22 – Esquema da solução adotada [7]	145
Fig.7.23 – Esquema da transmissão de cargas para a cortina [7]	146
Fig.7.24 – Esquemas da cortina: a) planta; b) pormenor [7]	146
Fig.7.25 – Visão da cortina executada [62]	147
Fig.8.1- Esquema representativo da parede moldada no solo [22]	150

Fig.8.2 – Casos de aplicação de paredes moldadas: a) obras no Campo Pequeno; b) Obras no edifício Revilla, em Lisboa [11].....	151
Fig.8.3 – Equipamento: a) silos de armazenamento e tanque de mistura; b) tanques de armazenamento das lamas bentoníticas; c) tanques de reciclagem das lamas bentoníticas; d) hidrofresa; e) balde de maxilas [83]	153
Fig.8.4 – Esquema representativo da construção de uma parede moldada: 1-muro guia; 2-escavação da trincheira para o painel; 3-colocação da armadura; 4-betonagem do painel [83].....	154
Fig.8.5 – Execução de muros guia: a) escavação da vala; b) colocação da armadura; c) muros guia executados; d) muros guia construídos próximos de estruturas contíguas [33, 71].....	156
Fig.8.6 – Esquemas de muros guia: a) tipo leve; b) tipo reforçado [22]	157
Fig.8.7 – Esquema representativo da escavação de uma trincheira para a execução de um painel [83]	158
Fig.8.8 – Exemplos de soluções para escavações de forma alternada [22]	159
Fig.8.9 – Alguns exemplos de diferentes tipos de juntas [71].....	159
Fig.8.10 – Operação de colocação da armadura: a) elevação da armadura; b) introdução no interior da trincheira; c) armadura colocada [33, 83].....	160
Fig.8.11 – Betonagem de um painel [74]	161
Fig.8.12 – Trabalhos de escavação [71]	162
Fig.8.13 – Esquemas em planta representativos de paredes tipo Berlim: a) definitiva; b) provisória [37]	164
Fig.8.14 – Fases de execução de uma parede tipo Berlim definitiva [37]	165
Fig.8.15 – Detalhe das fases de execução da parede compreendidas entre a escavação dos painéis e a realização da sua cofragem para posterior betonagem [37].....	165
Fig.8.16 – Esquema em planta representativo da colocação dos perfis ao longo do perímetro da escavação [45]	166
Fig.8.17 – Viga de coroamento: a) esquema representativo; b) perspetiva da armadura incorporando o perfil vertical [45, 80]	167
Fig.8.18 – Escavação dos painéis primários: a) esquema; b) situação em obra [45]	167
Fig.8.19 – Armadura de um painel: a) Execução; b) negativo na zona da ancoragem [71, 12].....	168
Fig.8.20 – Execução do painel: a) cofragem; b) betonagem [12]	168
Fig.8.21 – Execução do nível seguinte: a) painéis primários construídos e armadura dos painéis secundários executada; b) fim da construção dos painéis do nível e tensionamento das ancoragens [45].....	169
Fig.8.22 – Construção de cave: a) escavação para a colocação dos pilares e execução das barretas; b) colocação dos pilares [55].....	172
Fig.8.23 – Construção de cave: a) construção da laje superior; b) escavação por níveis e construção da laje de cada um dos níveis [55]	173
Fig.8.24 – Construção da cave: a) reforço das fundações; b) escavação e execução dos painéis do primeiro nível [55]	175
Fig.8.25 – Construção da cave: a) escavação e construção dos painéis do segundo nível de escavação; b) construção da laje superior [55].....	176
Fig.8.26 – Construção da cave: a) colocação em carga das sapatas isoladas; b) corte das microestacas [55]	177
Fig.8.27 – Construção da cave: a) instalação dos perfis; b) construção das bandas de laje [55].....	180
Fig.8.28 – Construção da cave: a) escavação do primeiro nível; b) construção dos painéis das paredes [55].....	181
Fig.8.29 – Construção da cave: a) construção do segundo nível; b) construção das fundações dos pilares, da laje de fundo, dos pilares e das restantes lajes [55]	182
Fig.8.30 – Vista das fachadas a preservar: a) perspetiva exterior; b) perspetiva interior [69]	183
Fig.8.31 – Construção da parede tipo Berlim: a) escavação; b) construção da armadura [69].....	184
Fig.8.32 – Estrutura de recalçamento: a) fiada de microestacas; b) vigas de recalçamento [69]	184
Fig.8.33 – Estrutura de travamento: a) perspetiva em obra; b) esquema [69]	185
Fig.8.34 – Paredes a preservar: a) fachadas exteriores; b) paredes interiores [70].....	185
Fig.8.35 – Estabilização das paredes através das bandas de lajes e das treliças metálicas [70]	186
Fig.8.36 – Perspetiva do recalçamento das fachadas [70]	186
Fig.8.37 – Planta do edifício onde se pode observar a cortina de contenção periférica e os escoramentos [25].....	187
Fig.8.38 – Travamento da cortina através de escoras metálicas [25]	188

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 – Composição das caldas injetadas em cada uma das fases [42]	80
Quadro 7.1 – Valores limite dos parâmetros intervenientes na tecnologia de <i>jet grouting</i> [18]	134

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como principal objetivo a análise e sistematização de diferentes soluções e tecnologias construtivas de reabilitação e reforço de fundações, pretendendo-se realizar uma ampla apresentação das mesmas. Deste modo, para além de se enfatizar as etapas mais relevantes dos diversos sistemas construtivos apresentados, neste documento também se descrevem os estudos e investigações preliminares necessários para a execução deste tipo de obras, bem como as diversas atividades que decorrem transversalmente às mesmas, cuja concretização pretende assegurar a obtenção dos resultados propostos em condições de segurança para todos os intervenientes, para as próprias estruturas alvo dos trabalhos e também para as estruturas e serviços adjacentes. Sendo o tema referente à reabilitação e reforço de fundações, abordam-se as técnicas que permitem a reabilitação de fundações através do seu reforço, logo não se consideram as tecnologias de melhoramento de solos de fundação, à exceção da técnica de *jet grouting*. Ao longo do trabalho dão-se também exemplos de obras já concluídas que ilustram as várias tecnologias abordadas.

1.2. ESTRUTURA

A presente dissertação é dividida em capítulos, estando estruturada de acordo com a descrição abaixo mencionada.

No Capítulo 1 introduz-se o tema do trabalho apresentando-se os seus objetivos e a estrutura do mesmo. Neste capítulo também se realiza uma referência aos antecedentes históricos dos conceitos de reabilitação e reforço de fundações, bem como ao atual estado da arte.

No Capítulo 2 efetua-se uma caracterização dos diferentes tipos de fundações de edifícios, enumerando-se as distintas soluções de fundações superficiais e fundações profundas passíveis de adoção, tanto em edifícios antigos como em edifícios mais recentes.

O Capítulo 3 debruça-se sobre as questões presentes na avaliação da necessidade de se executarem trabalhos de reabilitação e reforço de fundações. São abordados os fatores que estão na origem desses trabalhos, enumerando-se algumas patologias de fundações, bem como os aspetos que influenciam os mesmos. No mesmo capítulo realiza-se também uma descrição das características comuns a este tipo de obras, expondo-se alguns dos riscos a elas subjacentes.

O Capítulo 4 incide sobre os estudos e investigações preliminares necessárias de levar a cabo antes de se iniciarem as obras de intervenção nas fundações, fazendo-se uma alusão ao tipo de informação

relevante e ao seu modo de recolha. As questões relacionadas com os trabalhos de prospeção geotécnica e de investigação das fundações são, para o efeito, abordadas.

No Capítulo 5 descrevem-se as características construtivas referentes às soluções de consolidação do material das fundações, de alargamento de fundações e de recalce de fundações, indicando-se as situações mais adequadas para a aplicação de cada uma das técnicas.

O Capítulo 6 examina a aplicação da amplamente difundida tecnologia de microestacas no reforço de fundações. Para além do processo construtivo, são também analisados e descritos os aspetos relacionados com os materiais e equipamentos utilizados.

No Capítulo 7 estuda-se a tecnologia de *jet grouting* que tem sido alvo de grandes e rápidos progressos nos últimos anos. Caracterizada pela sua versatilidade, esta é uma das técnicas mais em voga na atualidade, uma vez que se adequa a diversos campos de aplicação, incluindo o campo de reforço e reabilitação de fundações.

O Capítulo 8 confere especial atenção à construção de caves em edifícios existentes ou sob fachadas a manter. Este capítulo reveste-se de grande pertinência pela procura cada vez mais frequente de se utilizar o espaço subterrâneo para a construção de infraestruturas, de modo a fazer face aos cada vez mais reduzidos espaços disponíveis para construção de raiz, resultantes dos ambientes urbanos cada vez mais densos.

Por fim, no Capítulo 9 tecem-se algumas considerações de caráter geral ao trabalho efetuado.

1.3. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Os conceitos de reabilitação e reforço de fundações não surgiram na contemporaneidade, estes simplesmente foram evoluindo a par dos grandes desenvolvimentos científicos e tecnológicos que se têm manifestado ao longo dos tempos, nomeadamente nas áreas da Mecânica dos Solos e das Rochas e da Engenharia de Fundações, permitindo deste modo obter soluções mais seguras e versáteis.

De facto, desde a antiguidade que os Arquitetos e Engenheiros têm a noção da extrema importância que uma correta transferência de cargas das fundações para o solo possui, no que diz respeito à perenidade das estruturas edificadas. Assim sendo, já se considerava fundamental uma adequada conceção e execução das fundações, de modo a evitar patologias nas mesmas, que consequentemente originariam danos nas estruturas nelas fundadas. No entanto, apesar da existência destes cuidados, os danos nas estruturas provocados por deficiências nas fundações, quer devido a limitações científicas e tecnológicas, quer devido a agentes naturais ou antrópicos, já eram observáveis. Posto isto, era impreterível a reabilitação e reforço das fundações (através dos conhecimentos e técnicas existentes), de forma a evitar o agravamento dos danos e o possível colapso de parte ou da totalidade da estrutura. Geralmente, este tipo de trabalhos dependia dos conhecimentos práticos passados pelos mestres aos seus aprendizes e eram executados com bases empíricas, ou seja, através da observação de casos anteriores e da experiência prática adquirida ao longo dos tempos.

A partir dos séculos XVII e XVIII, a Engenharia de Fundações começou a ser pensada como uma ciência, muito devido à aplicação das ciências físicas ao estudo dos solos, com o intuito de se obterem explicações para os diferentes comportamentos apresentados por estes quando sujeitos a diferentes carregamentos. O desenvolvimento das Teorias da Elasticidade e da Plasticidade revelou-se também fulcral, na medida em que possibilitaram a análise de diversos problemas de fundações. Porém, foi a publicação do livro "*Erdbaumechanik*" por Karl Terzaghi em 1925, bem como a introdução do Princípio da Tensão Efetiva - onde Terzaghi demonstra que o comportamento mecânico dos maciços

terrosos depende da pressão da água nos poros - que permitiram um desenvolvimento fulgurante da Mecânica dos Solos, bem como da Engenharia de Fundações nas décadas seguintes (Thorburn e Littlejohn, 1993).

Segundo Rykwert et al. (1988), em *“On The Art Of Building In Ten Books”*, que é uma tradução da obra *“De Re Aedificatoria”* de Leon Battista Alberti, originalmente escrita em latim e publicada em 1485, Alberti expõe o procedimento a adotar quando é necessário reparar as fundações de uma parede resistente, referindo que se “tem de escavar uma vala junto à parede, cujas dimensões são governadas pela extensão do trabalho a realizar e pela firmeza do solo, mas de profundidade suficiente para se atingir solo firme. Assim que se tiver atingido o fundo da parede, acondiciona-se alvenaria de pedra por baixo da mesma. Após este procedimento, escava-se outra vala semelhante à primeira noutra zona ao longo da parede, reforçando-a da mesma forma descrita anteriormente. Repetindo este procedimento para as restantes zonas, consegue-se reforçar a fundação em toda a extensão da parede”.

O trabalho de reabilitação e reforço das fundações do edifício Long Storehouse, situado no porto de Chatham, realizado em 1848, apresenta-se como um exemplo mais recente, da preocupação que já se demonstrava para com a necessidade de intervir em fundações que denotavam deficiências. Constituído por uma estrutura em alvenaria, o armazém era um edifício de cinco andares, com 165 m de comprimento e 16 m de largura. A sua estrutura apresentava graves danos nos arcos que suportavam as pesadas paredes exteriores, causados pelo assentamento dos pilares que os suportavam da ordem dos 225 mm, o que provocou também o assentamento das paredes exteriores, bem como o seu desaprumo. Devido aos movimentos ocorridos, também se verificaram danos nas paredes interiores e nos pavimentos. Os assentamentos prosseguiram e os danos no edifício tornaram-se tão graves, que se tomou a decisão de reforçar as fundações ao longo das paredes exteriores. Por se desconhecer a natureza das mesmas, realizaram-se trabalhos investigatórios, através de técnicas de escavação simples junto às paredes. Estes revelaram que as paredes estavam construídas sobre sucessivas camadas longitudinais e transversais de troncos de madeira, de secção aproximadamente quadrangular, num estado de deterioração avançado, encontrando-se fundadas a uma profundidade de aproximadamente 4.5 m, como se observa pela Figura 1.1 (Thorburn e Littlejohn, 1993).

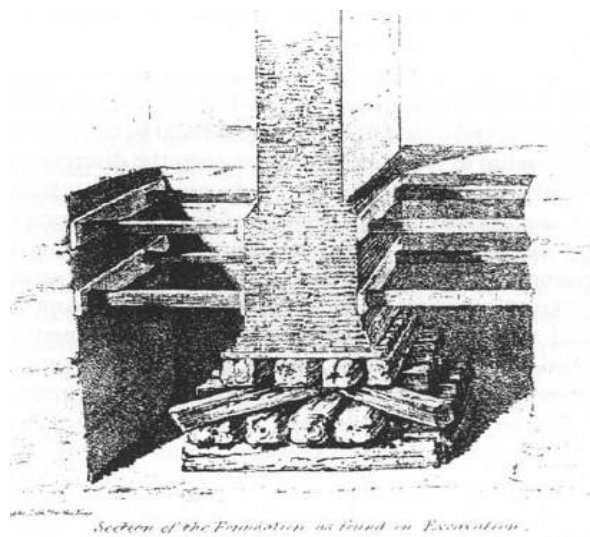


Fig.1.1 - Fundação da parede por sucessivas camadas de troncos de madeira [84]

A solução adotada compreendeu a remoção dos troncos de madeira e a sua substituição por uma espessa fundação de betão, como se verifica pela Figura 1.2. O procedimento seguido para a execução da solução envolveu a escavação do solo abaixo da parede, por troços, utilizando-se pranchas e

escoras de madeira para realizar o escoramento gradual da escavação e da parede, à medida que se avançava em profundidade e se retirava a antiga fundação. Após se ter atingido a profundidade desejada e tendo-se removido a antiga fundação, construiu-se a cofragem para a nova fundação, betonando-se de seguida. Entre a fundação de betão e o fundo da parede foi deixado um espaço de 300 mm, posteriormente preenchido por uma mistura cimentícia de modo a assegurar a ligação entre a parede e a nova fundação de betão (Thorburn e Littlejohn, 1993).

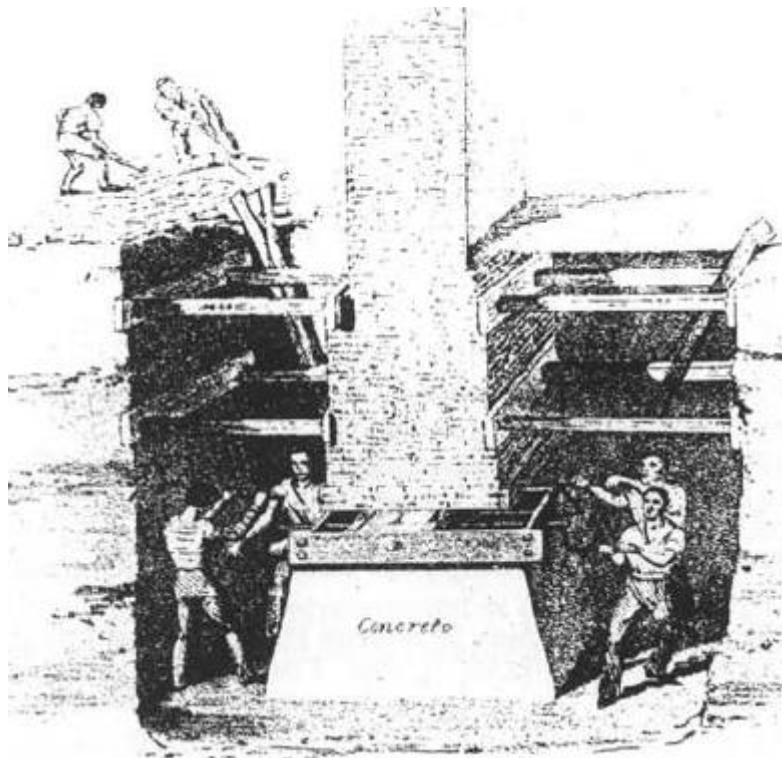


Fig.1.2 – Reforço da fundação da parede através da construção da nova fundação de betão [84]

Em suma, o procedimento dado por Alberti, tal como o trabalho executado no edifício Long Storehouse, constituem dois exemplos dos vários existentes na literatura técnica da área, que refletem a cuidadosa atenção que já se prestava aos problemas de fundações há várias centenas de anos.

1.4. ESTADO DA ARTE

Atualmente existem várias técnicas de reabilitação e reforço de fundações, de entre as quais se destacam:

- As técnicas de consolidação do material de fundações, geralmente aplicadas a fundações de alvenaria cujo material se encontra degradado, por exemplo devido à percolação das águas subterrâneas e à sua agressividade ou à deficiente utilização das técnicas construtivas durante a execução das mesmas;
- As técnicas de alargamento de fundações aplicadas quando a capacidade de carga do terreno de fundação é suficiente, pretendendo-se corrigir uma deficiente execução das mesmas ou para fazer face a aumentos de carga transmitidas ao solo resultantes, por exemplo, de intervenções de remodelação nas estruturas;

- As técnicas de recalçamento de fundações através de elementos de betão ou de betão armado, empregues quando a camada superficial do solo de fundação não possui as características adequadas para receber as cargas transmitidas pelas fundações, sendo por isso necessário conduzi-las para camadas mais competentes localizadas em profundidade;
- A tecnologia de microestacas utilizada quando se verificam carências do terreno de fundação, sendo reduzida a viabilidade de realizar um reforço superficial, pretendendo-se assim transferir as cargas para camadas mais profundas. As microestacas permitem reforçar as fundações pelo seu atravessamento ou com a sua execução nas proximidades das fundações a reforçar, sendo posteriormente solidarizadas a estas através de vigas de recalçamento;
- A tecnologia de *jet grouting* também aplicada quando se pretende conduzir as cargas transferidas pelas fundações para camadas de solo de melhores características mecânicas, situadas a maiores profundidades;
- A tecnologia de paredes moldadas e de paredes tipo Berlim definitivas que se revelam como ferramentas fundamentais na construção de paredes de caves sob edifícios existentes. Estas numa primeira fase funcionam como elementos de contenção e/ou estanqueidade, permitindo a escavação na zona da futura cave em segurança, e numa fase posterior funcionam também como elementos estruturais de suporte do próprio edifício.

Apesar disto, salienta-se a relevância das tecnologias de microestacas e de *jet grouting* que pela sua versatilidade, grande adaptabilidade, bem como pela capacidade de se complementarem uma à outra, se afiguram como duas das técnicas mais importantes e mais frequentemente aplicadas nas soluções adotadas para este tipo de obras.

2

**CARACTERIZAÇÃO DAS
FUNDAÇÕES****2.1. CARACTERIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS****2.1.1. NOTA INTRODUTÓRIA**

No presente trabalho, considera-se que os edifícios antigos são aqueles construídos antes do surgimento do betão armado, com o recurso às tecnologias de construção tradicionais, para a execução das suas estruturas. Com o surgimento do betão armado, no início dos anos 40 do século XX, e tirando partido das suas vantagens, como a obtenção de grandes resistências e a maior facilidade de execução de peças geometricamente complexas, observou-se uma mudança profunda nas tipologias construtivas e nas dimensões das estruturas projetadas, que relegaram para segundo plano as tecnologias tradicionais.

Deste modo, considera-se que um edifício antigo é aquele que apresenta, no mínimo, uma idade entre 50 a 60 anos, tendo por isso cumprido a função para o qual foi construído, admitindo-se um tempo de vida útil de 50 anos. Assim sendo, para além de uma grande história humana, estes contêm em si informações valiosas quanto aos materiais e técnicas de construção utilizadas pelos nossos antepassados, que permitem perceber melhor a evolução sofrida pelas tecnologias construtivas ao longo dos tempos (Appleton, 2011).

Quanto aos edifícios recentes, estes caracterizam-se, na sua maioria, por uma estrutura de betão armado e apresentam uma idade inferior a 50 anos.

2.1.2. FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

Relativamente ao tipo de fundações existentes nos edifícios antigos, dependendo da sua profundidade, estas classificam-se essencialmente em três grupos:

- Fundações diretas ou superficiais (Figura 2.1 e 2.2), consistindo-se no prolongamento das próprias paredes resistentes, com a mesma largura ou um ligeiro alargamento, até ao terreno de fundação;
- Fundações semi-diretas, construídas através de poços de alvenaria de pedra, encimados por arcos de alvenaria de pedra ou tijolo (Figuras 2.3 e 2.4);
- Fundações indiretas ou profundas, através de estacaria de madeira, com o objetivo de se atingir as camadas resistentes situadas a maiores profundidades.

As fundações diretas dos edifícios antigos são normalmente constituídas por sapatas isoladas, para os pilares, ou contínuas, para as paredes. Construídas através de alvenaria de pedra ou tijolo, estas

apresentam uma constituição semelhante à observada nas paredes resistentes, diferindo unicamente nos dois aspetos seguidamente expostos (Appleton, 2011):

- Na sobrelargura da fundação (Figura 2.1b). Esta deve-se essencialmente ao facto da fundação ser o elemento de transição entre a parede e o solo de fundação, que é muitas vezes o elemento menos resistente, sendo portanto necessário uma área de contacto superior à da parede para possibilitar a diminuição das tensões a um nível que garanta a segurança do terreno. Esta sobrelargura também pode estar subjacente à fase de construção das fundações, permitindo absorver erros de execução, quando esta não é conduzida com rigor, nomeadamente no que toca às dimensões;
- Na qualidade da alvenaria da fundação. Sendo a fundação o elemento de transição entre os elementos resistentes e o solo, é admissível que a sua resistência mecânica, conferida pelos seus materiais constituintes, se integre numa classe intermédia comparativamente com a dos anteriores.

A sobrelargura anteriormente referida pode naturalmente não existir (Figura 2.1a), nomeadamente quando as fundações assentam sobre maciços de elevada resistência, como os maciços rochosos de granito, calcário ou basalto.

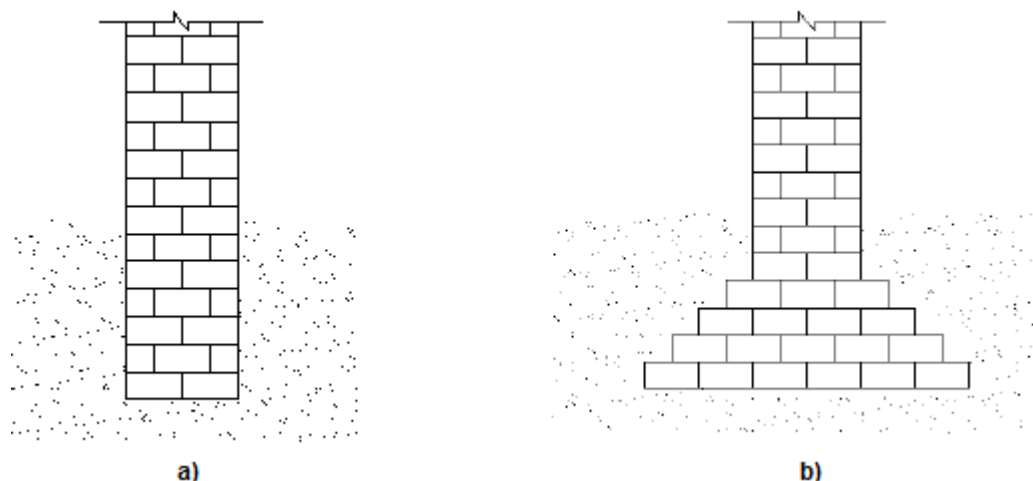


Fig.2.1 – Esquema de fundações diretas: a) sem sobrelargura; b) com sobrelargura [72]

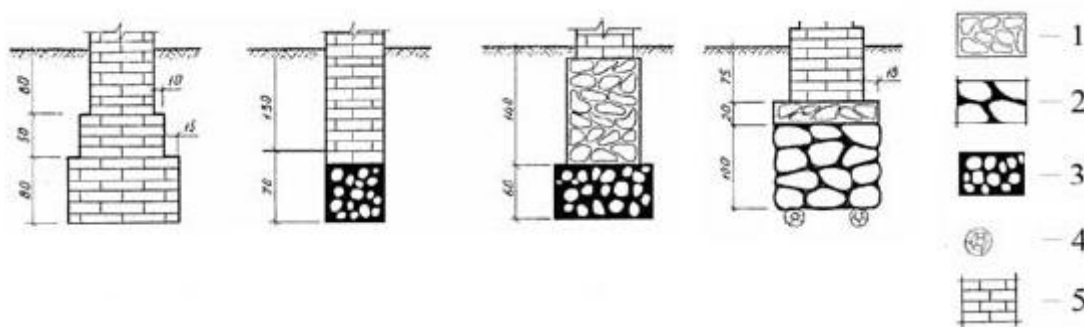


Fig.2.2 – Alguns tipos de fundações diretas de edifícios antigos em St. Petersburg: 1-granito, 2-pedras grandes, 3-pedras pequenas, 4-troncos de madeira, 5-camada de tijolo [52]

No entanto, muitas vezes as camadas resistentes situavam-se a alguns metros de profundidade, o que inviabilizava a adoção de fundações diretas, a não ser que se executassem caves, de modo a que o

pavimento inferior se situasse a uma determinada cota que permitisse a sua realização, pelos processos já mencionados.

Não sendo possível a realização da solução anteriormente descrita, ter-se-ia de recorrer a fundações semi-diretas ou profundas.

Quanto às fundações semi-diretas existentes nos edifícios antigos (Figuras 2.3 e 2.4), estas consistem em poços (ou pegões), escavados localmente no solo de 3 em 3 metros (por exemplo), com uma secção transversal aproximadamente quadrada ou circular e com uma altura suficiente para se atingir as camadas resistentes do solo. Habitualmente, estes eram realizados em boa alvenaria de pedra, encontrando-se também aqueles que eram preenchidos por enrocamento de pedra misturado com argamassa (Appleton, 2011).

Os poços são encimados por arcos, geralmente de tijolo maciço, de pedra ou mistos, sobre os quais nascem as paredes estruturais. A opção de arcos em detrimento de vigas, cuja conceção se afigura mais simples, explica-se por estes serem uma forma estrutural mais adequada a um material que não resiste à tração.



Fig.2.3 – Fundação semi-direta por poços encabeçados por arcos [62]

Para além dos arcos construídos nos seus topos, era usual também a realização de poços com arcos invertidos nas suas bases, cujo objetivo era possibilitar uma degradação mais homogênea das cargas nos diferentes poços, diminuindo assim os riscos de assentamentos diferenciais (Pires, 2009).

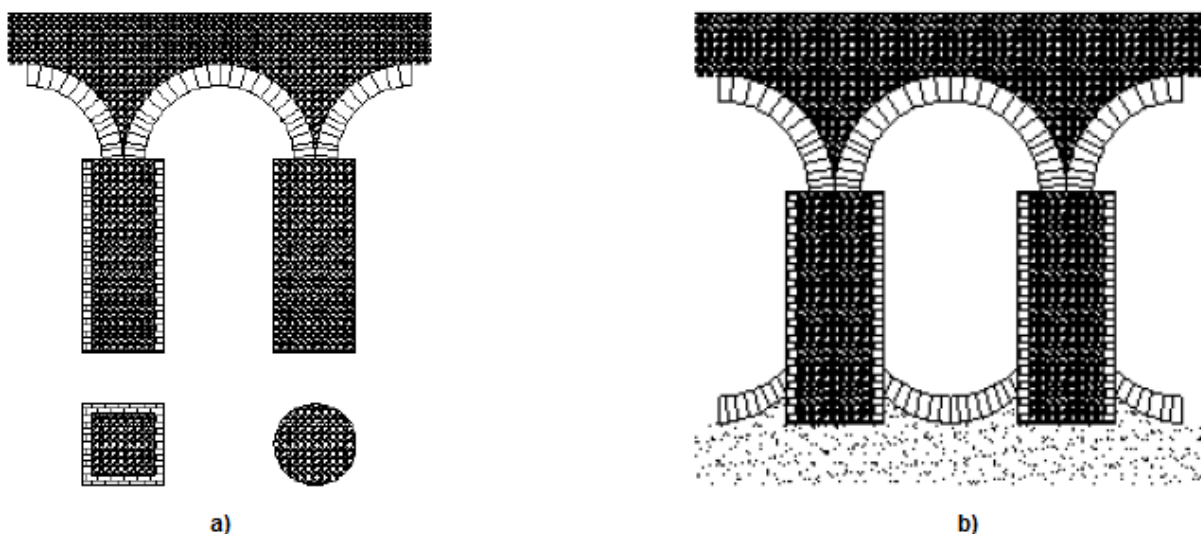


Fig.2.4 – Esquema de fundação semi-direta através de poços: a) e b) encimados por arcos; b) com arcos invertidos [72]

No que toca às fundações profundas existentes nos edifícios antigos, estas materializam-se através de estacas de madeira (Figuras 2.5 e 2.6), que apresentam algumas limitações, nomeadamente no que se refere à natureza dos solos atravessados e aos seus limites de resistência.

São necessárias camadas brandas e regulares, sem a presença de singularidades, como blocos de pedras, que possibilitem a cravação das estacas, sem a sua destruição na ponta, nem na cabeça, por ação do martelo bate-estacas. Possivelmente por estas razões, é que este tipo de solução está tão presente em edifícios localizados em zonas inundadas perto de rios e lagos, onde predominam camadas aluvionares brandas e areias regulares (Appleton, 2011).

Outro cuidado a ter com este tipo de solução, está relacionado com alterações nas suas condições de humedificação. Isto porque, caso estas fiquem expostas ao ar, devido a rebaixamentos do nível freático, o risco de se degradarem por ação de fungos e bactérias é bastante alto.

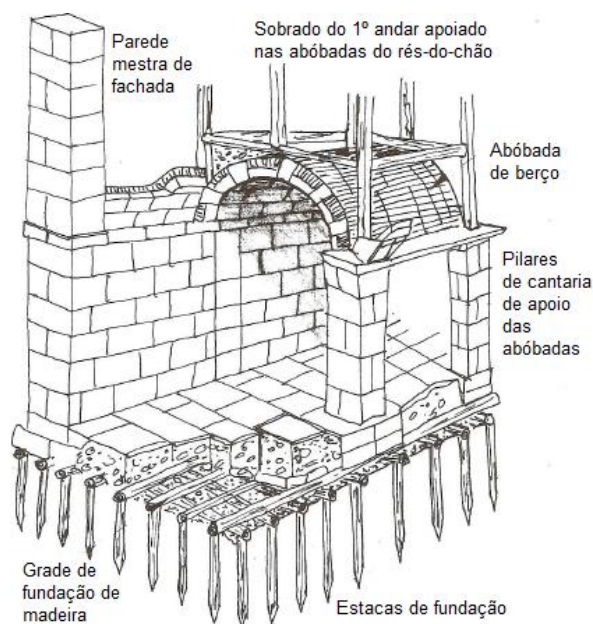


Fig.2.5 – Representação da fundação de um edifício pombalino [adaptado de 62]

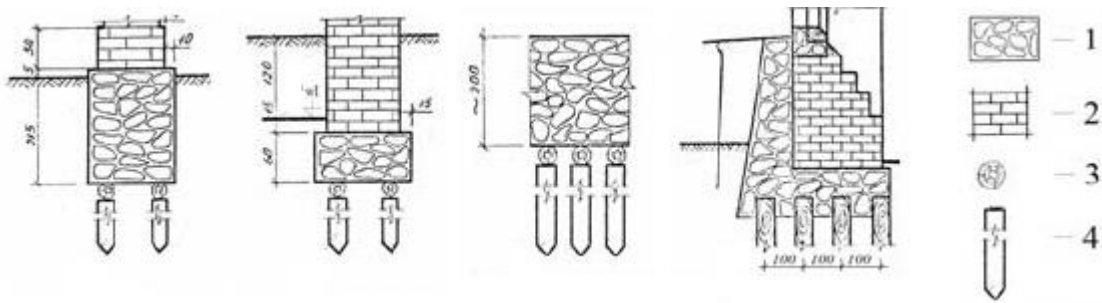


Fig.2.6 – Alguns tipos de fundações por estacas de madeira em St. Petersburgo: 1-granito, 2-camada de tijolo, 3-troncos de madeira, 4-estacas de madeira [52]

Sempre que as camadas resistentes se situavam a uma profundidade mais elevada, também se adotava uma solução mista de estacaria de madeira onde assentavam poços de alvenaria de pedra. Para tal, procedia-se do seguinte modo (Pinto, 2014):

- Preparava-se a plataforma de trabalho, removendo-se as camadas superficiais do solo (Figura 2.7a);
- Seguidamente implantavam-se e cravavam-se as estacas de madeira (Figura 2.7b);
- Depois colocavam-se as longarinas sobre as estacas e as travessas sobre as longarinas (Figura 2.8);
- Posteriormente, realizava-se uma fixação conjunta das longarinas e das travessas à cabeça das estacas;
- Executava-se o massame de envolvimento da grelha e das cabeças das estacas (Figura 2.9);
- Por fim, construíam-se os poços e os seus arcos (Figura 2.10).

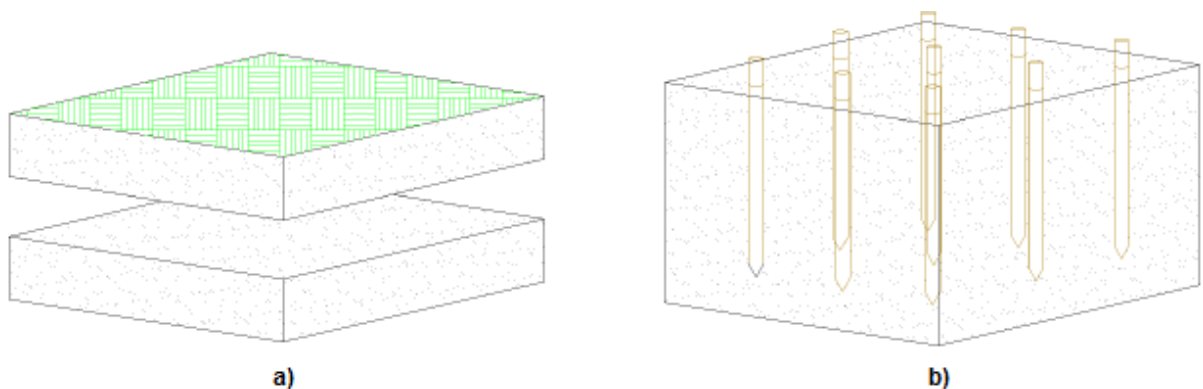


Fig.2.7 – Esquema: a) da preparação da plataforma de trabalho; b) da cravação das estacas [72]



Fig.2.8 – Esquema: a) da colocação das longarinas sobre as estacas; b) da colocação das travessas sobre as longarinas [72]

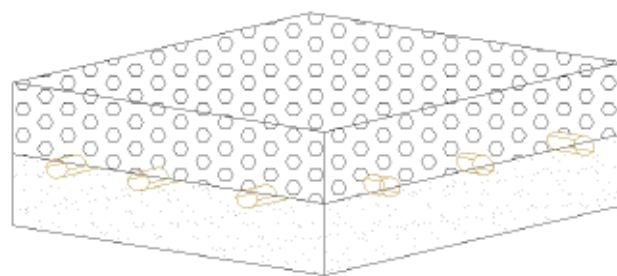


Fig.2.9 – Esquema da execução do massame de envolvimento da grelha [72]

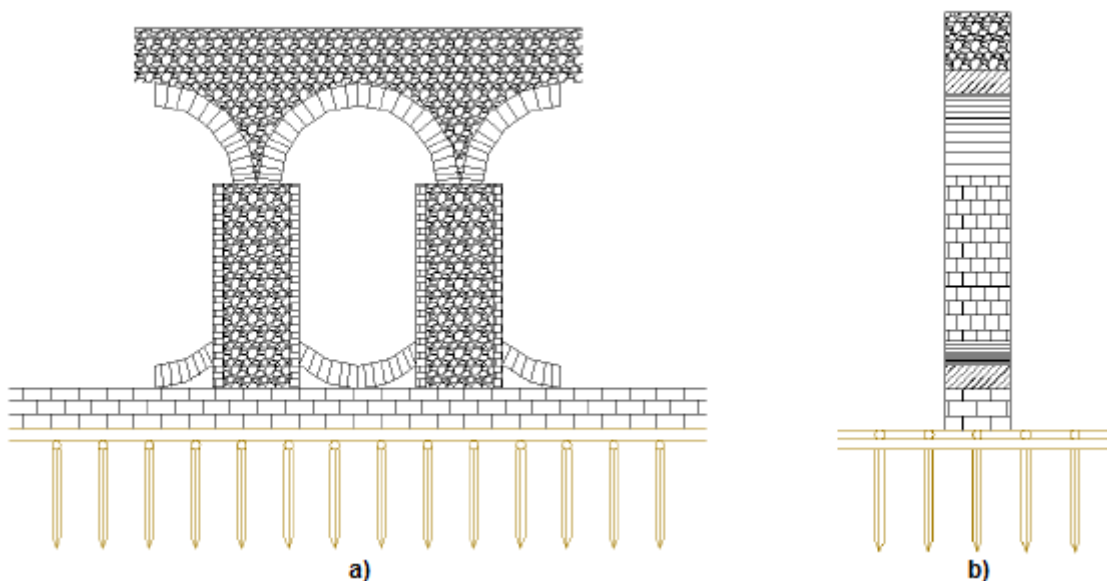


Fig.2.10 – a) Fundação mista em estacas de madeira e poços com arcos: a) alçado; b) corte [72]

2.1.3. FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIOS RECENTES

Tal como nos edifícios antigos, a classificação das fundações para os edifícios recentes faz-se em fundações diretas, semi-diretas e indiretas. Comparativamente aos edifícios antigos, estas diferem sobretudo nas dimensões e nos materiais utilizados para a sua execução, já que atualmente as fundações da maior parte dos edifícios são executadas em betão armado.

Não há uma separação rigorosa entre as fundações ditas superficiais e as fundações ditas profundas, embora seja frequente aparecer, na literatura da especialidade, o seguinte tipo de distinção (Coelho, 1996):

- Fundações diretas ou superficiais $D/B < 4$
(sapatas contínuas, isoladas ou ensoleiramentos)
- Fundações semi-profundas $4 \leq D/B < 10$ (pegões)
- Fundações indiretas ou profundas $D/B \geq 10$

onde D corresponde à profundidade e B à largura ou diâmetro.

Como se verá seguidamente, a distinção substancial entre as fundações superficiais e profundas reside no facto das fundações profundas aproveitarem o efeito de atrito dos terrenos laterais sobre o fuste enterrado das mesmas, para além da resistência do terreno de apoio da base.

Quanto às fundações superficiais, estas são adotadas quando o terreno de fundação se encontra relativamente próximo da superfície. As solicitações são transmitidas ao terreno exclusivamente pela face inferior do elemento de fundação, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência de cargas. Geralmente, estas são materializadas através de blocos, sapatas isoladas (para pilares), sapatas contínuas (para paredes), sapatas com vigas de equilíbrio, grelhas de fundação e ensoleiramentos gerais.

Em regra as fundações superficiais não assentam diretamente sobre o terreno, mas sim sobre uma camada de regularização ou de limpeza.

Os blocos de fundação são corpos prismáticos, cuja altura é maior que a menor dimensão da base ($h > B$), que suportam predominantemente esforços de compressão. Os blocos são elementos estruturais bastante rígidos e normalmente não armados, uma vez que neste tipo de fundação, a tensão máxima de tração não ultrapassa a correspondente tensão admissível para o betão. Este tipo de fundação só é aplicável em terrenos de fundação com grande capacidade resistente, já que a área de contacto com o solo é relativamente pequena (Barreiros Martins, 2002).

Para além de em betão simples, os blocos podem também ser executados em betão ciclópico e alvenarias de pedra ou tijolo. A solução por blocos é geralmente aplicada quando a camada resistente se encontra entre 0.5 e 1 metro de profundidade (Melhado et al., 2002).

Relativamente às sapatas, estas trabalham à compressão, bem como à flexão, pelo que necessitam de ser armadas para resistir a este tipo de solicitação, sem sofrerem fendilhação. Quanto às sapatas isoladas, estas transmitem para o solo as cargas recebidas por um pilar, podendo ser construídas com diversas geometrias e dimensões, de modo a fazer face às exigências e condicionantes existentes (Figura 2.11).

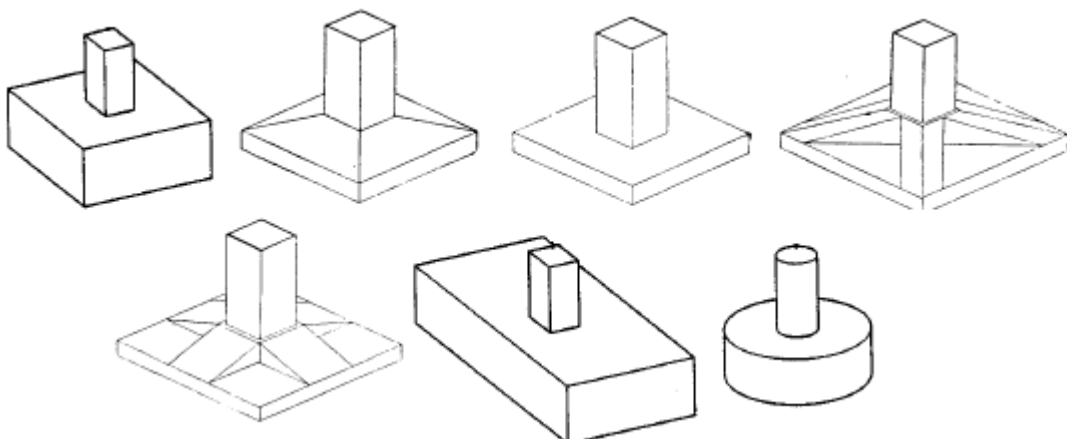


Fig.2.11 – Esquemas de diversas geometrias possíveis para sapatas isoladas [21]

Por vezes é necessário construir as fundações muito próximas dos limites de terreno de implantação, de modo a se rentabilizar mais as áreas úteis dos espaços, pelo que é comum, nestas situações, que não se consiga construir a sapata centrada com o pilar, ficando a carga excêntrica. Isto pode levar a sapata a rodar e a produzir momentos flettores e deslocamentos indesejados nos pilares.

Uma solução para este problema consiste em realizar uma viga de equilíbrio, que conecte a sapata do pilar excêntrico exterior com a primeira sapata isolada interior (Figura 2.12). Esta solução fornece o momento necessário na sapata exterior para contrariar a carga excêntrica (Coduto, 2001).

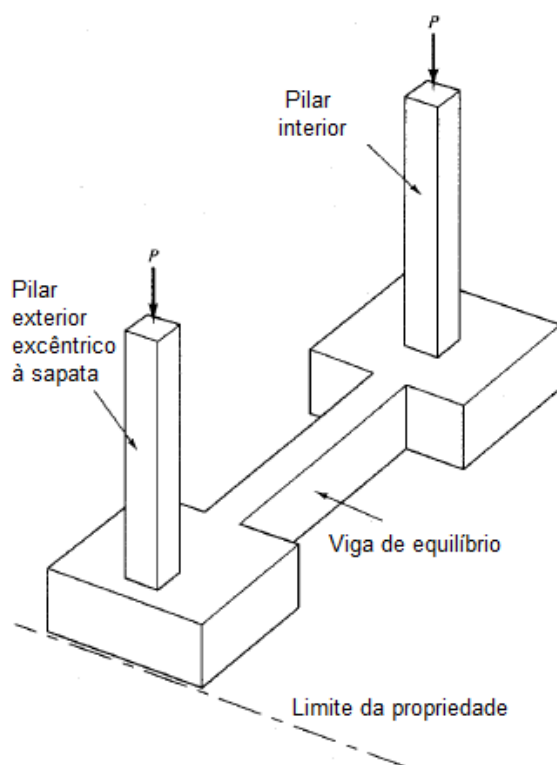


Fig.2.12 – Esquema de conexão entre sapatas isoladas: uma com pilar excêntrico e outra com pilar centrado [adaptado 21]

Por vezes executam-se vigas de travamento para agrupar todas as fundações (Figura 2.13), o que torna o sistema de fundação mais rígido. Esta solução é usada em terrenos não uniformes, com níveis de carregamento médio a elevado, em estruturas exigentes em termos de assentamentos diferenciais e em regiões propensas a fenómenos sísmicos.

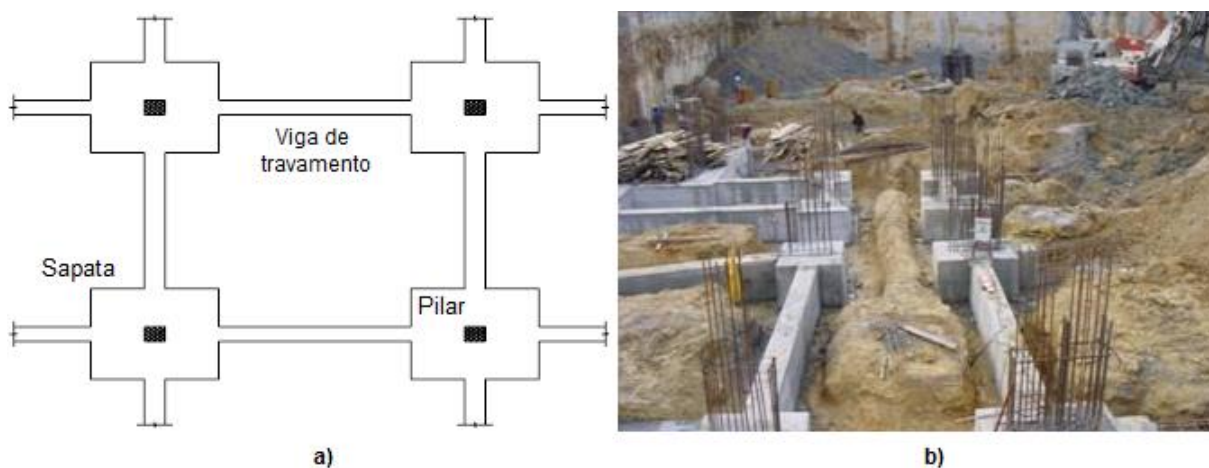


Fig.2.13 – Agrupamento de sapatas através de vigas de travamento: a) representação; b) construção [adaptado de 46]

As fundações por sapatas são normalmente usadas em estruturas de pequeno a médio porte, em locais com moderadas a boas condições de solo, podendo ser utilizadas em estruturas de maiores dimensões, quando estas se localizam em zonas com condições excepcionais de solo ou rocha superficial.

Quanto às sapatas contínuas ou “corridas”, estas são adotadas para fundar paredes, bem como nas situações onde é necessário executar sapatas isoladas de grandes dimensões, entre vãos de pilares relativamente pequenos, ficando os bordos interiores muito próximos, pelo que por esta razão é preferível realizar uma sapata contínua comum a uma determinada fila de pilares (Figura 2.14) (Barreiros Martins, 2002).

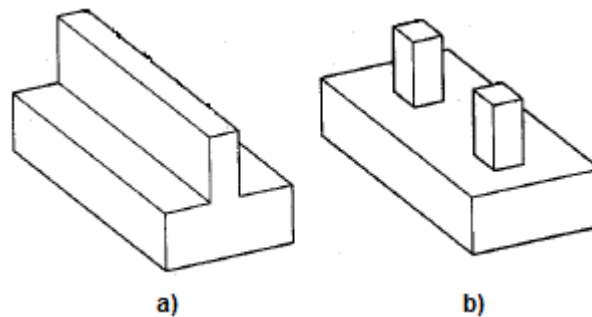


Fig.2.14 – Esquema representativo de sapatas corridas: a) para paredes; b) sob pilares [21]

As grelhas de fundação (Figura 2.15) correspondem a vigas de fundação a ligar a base dos pilares, prescindindo-se de sapatas sob os mesmos. Esta solução pode constituir uma boa opção quando as cargas transmitidas pelos pilares são pequenas, o nível freático é baixo e se verifica uma ou mais das seguintes condições: variabilidade das características de fundação, sensibilidade da estrutura a assentamentos diferenciais, sismicidade da região, etc.

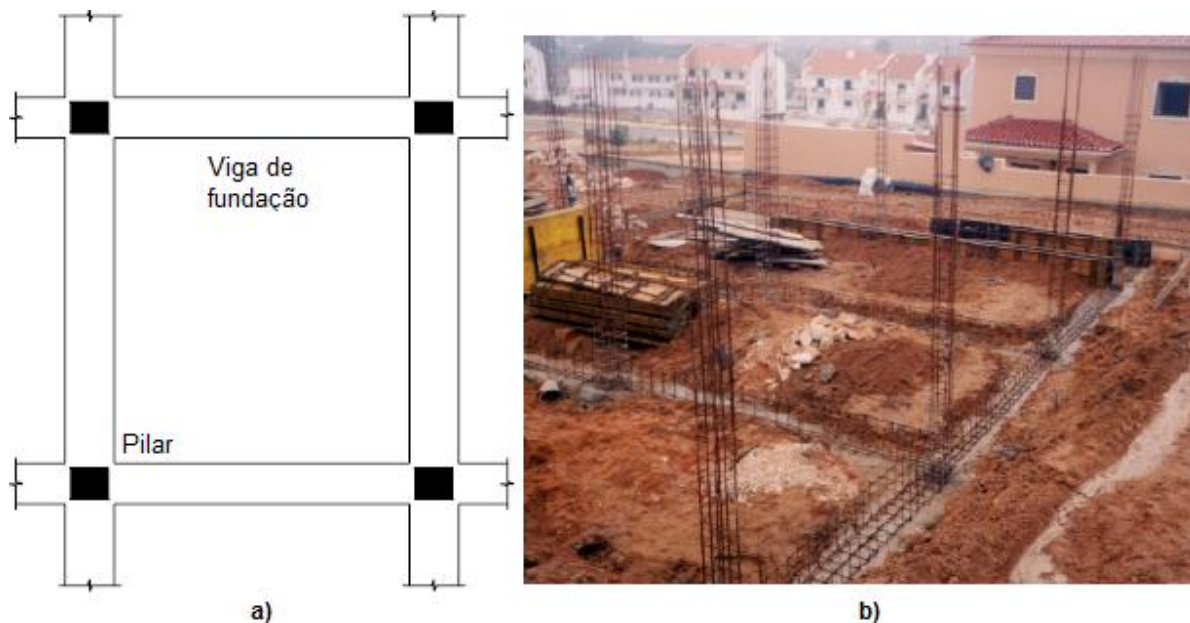


Fig.2.15 – Grelha de fundação: a) esquema; b) construção [adaptado de 46]

Quando o terreno de fundação é fraco em termos de resistência, bastante variável ou as cargas estruturais são muito elevadas, o que levaria à necessidade de executar fundações isoladas de dimensões tais que cobririam mais de 50% da área de fundação do edifício, torna-se mais vantajoso realizar um ensoleiramento geral (Figuras 2.16 e 2.17) (Coduto, 2001).

Esta solução é executada em betão armado, visto que para além de esforços de compressão, tem também de resistir a esforços de flexão resultantes de pilares diferencialmente carregados. Os ensoleiramentos, para além de armadura inferior, necessitam também de possuir armadura superior.

Os ensoleiramentos gerais têm em geral grandes assentamentos totais, no entanto a sua grande rigidez possibilita assentamentos diferenciais diminutos (Barreiros Martins, 2002).

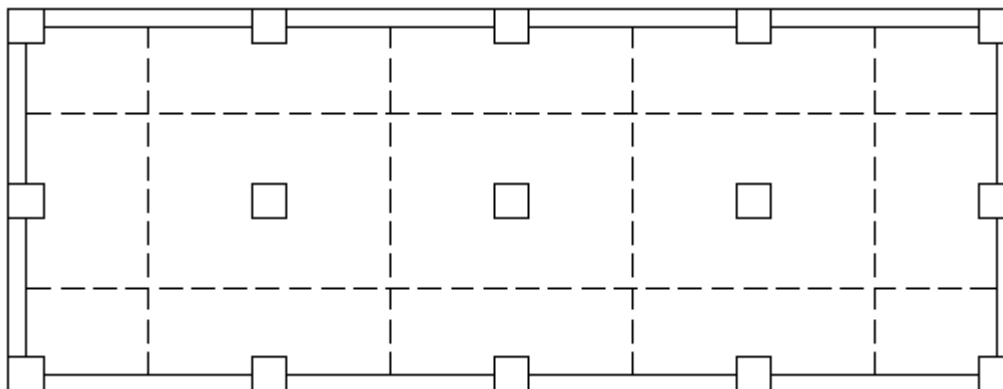


Fig.2.16 – Planta representativa de um ensoleiramento geral [adaptado de 6]

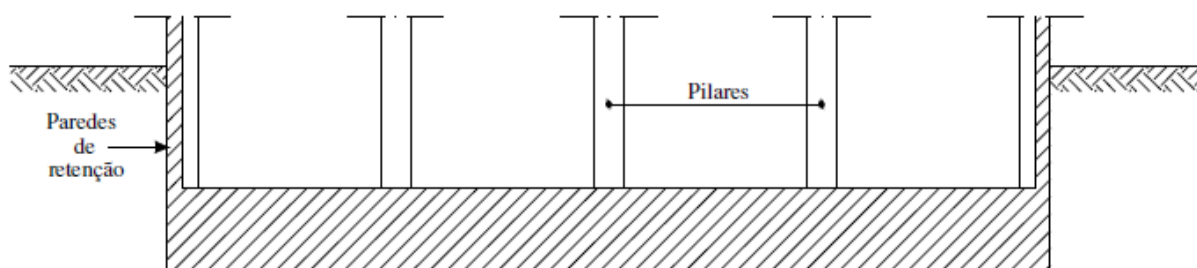


Fig.2.17 – Corte representativo de um ensoleiramento geral [6]

Se o terreno de fundação se situar a uma profundidade intermédia (entre 6 e 10 metros), as fundações semi-diretas são uma solução possível de executar, através dos poços ou pegões (Figura 2.18). Estes são executados quando o terreno é fácil de escavar e apresenta uma boa capacidade resistente a partir de uma profundidade intermédia, devendo ser realizados preferencialmente sem a presença de nível freático. Estes são uma boa solução quando se pretende evitar assentamentos diferenciais. Os poços, à semelhança das estacas, conseguem mobilizar para além de resistência de ponta, resistência lateral, sendo esta mais importante à medida que a esbelteza (D/B) da peça aumenta.



Fig.2.18 – Fundações semi-diretas por poços [24]

Quando as soluções anteriores não podem ser aplicadas, devido às desfavoráveis condições geológico-geotécnicas do local, sendo necessário atingir grandes profundidades para encontrar as camadas resistentes do solo (não sendo viável por isso a realização de escavações) e/ou as cargas estruturais transmitidas às fundações são muito elevadas, adotam-se soluções de fundações profundas através de estacas.

Quanto ao modo de funcionamento, as estacas classificam-se em estacas de ponta, quando a sua resistência de ponta é muito maior do que a lateral, e em flutuantes, quando a resistência lateral é muito maior que a resistência de ponta. Se os dois tipos de resistências forem semelhantes, as estacas classificam-se de mistas. Relativamente à forma de carregamento, estas podem funcionar à compressão, tração, flexão e corte.

No que toca ao material, as estacas podem ser de madeira, aço, betão armado e pré-esforçado e quanto ao processo construtivo podem ser denominadas de:

- a) Estacas pré-fabricadas cravadas (Figura 2.19):
 - Estacas de betão, madeira ou aço.
- b) Estacas moldadas (Figura 2.20):
 - Tipo Franki;
 - Com tubo moldador recuperável (TMR) ou perdido (TMP), com ou sem extração do terreno;
 - Sem lamas bentoníticas: estacas tipo Strauss, escavadas mecanicamente com trado contínuo, etc;
 - Com lamas bentoníticas ou polímeros;
 - Estacas injetadas: microestacas.

Devido a dificuldades de cravação as estacas cravadas regularmente não apresentam grandes secções e aplicam-se quando o solo é relativamente mole seguindo-se-lhe uma camada compacta, não necessariamente o firme, que pode até revelar-se inconveniente, pois a cravação nesta camada muito provavelmente danificaria a estaca. Relativamente às estacas moldadas “*in situ*”, estas utilizam-se quando são necessários grandes diâmetros e existe uma boa camada de fundação para o seu encastramento (Barreiros Martins, 2002).



Fig.2.19 – Estacas pré-fabricadas cravadas: a) de betão; b) metálicas; c) de madeira [91]

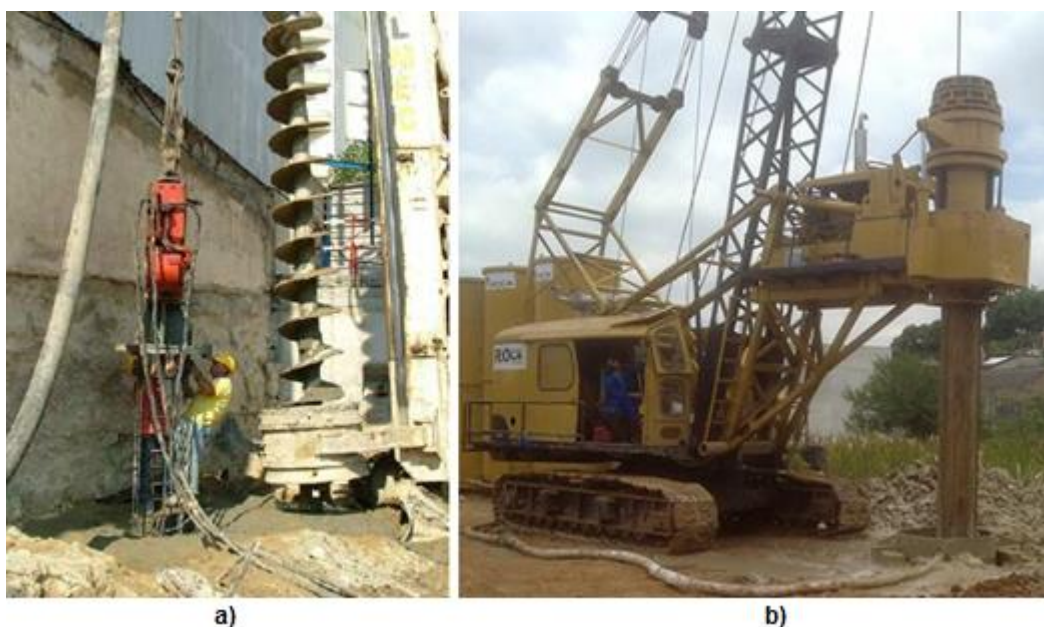


Fig.2.20 – Estacas moldadas: a) de trado contínuo; b) escavada com lamas bentoníticas [91]

Ambos os tipos de estacas apresentam vantagens e desvantagens, pelo que a opção pelo tipo de estacas a realizar deve-se basear em estudos do terreno, na profundidade pretendida e nas condições de vizinhança.

As estacas muitas vezes são executadas em grupos, sendo ligadas superiormente por um maciço de encabeçamento, que solidariza o grupo de estacas, permitindo que estas funcionem em conjunto. Assim sendo, para que haja uma ligação perfeita da cabeça das estacas com os maciços de encabeçamento, é necessário preparar as mesmas através do seu saneamento (Figura 2.21).



Fig.2.21 – Saneamento das estacas para a posterior execução dos maciços de encabeçamento [91]

3

AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com os atuais ambientes urbanos cada vez mais densos, os espaços para a realização de construções novas são cada vez mais diminutos, o que tem originado a enorme importância que a reabilitação urbana tem assumido nas últimas décadas. Deste modo, ainda sendo habitual a construção de raiz (nos espaços livres existentes), a necessidade de intervenção no património edificado torna-se assim cada vez mais expressiva.

As fundações de qualquer estrutura sendo responsáveis pela transmissão das cargas para o terreno, são elementos de enorme relevância no que toca ao comportamento mecânico da mesma. Assim sendo, o reforço de fundações é uma das operações mais recorrentes e relevantes, nos trabalhos de reabilitação, principalmente das estruturas antigas, mas também de algumas contemporâneas, cuja concretização se deve a vários fatores. Entre estes destacam-se as alterações das condições geológico-geotécnicas e hidrogeológicas dos solos, alterações estruturais e nas utilizações tipo dos edifícios, escavações contíguas às estruturas que causam descompressão do solo, incorreto projeto de fundações ou imperfeições de execução nas mesmas e as diversas patologias que podem afetar o seu desempenho, como a degradação dos seus materiais constituintes (Paulo e Branco, 2006 citados por Borges e Moreira, 2014).

Nos edifícios, tal como nas restantes estruturas, quando estes sofrem deformações, que possam por em causa o seu desempenho ou originar o colapso de partes ou mesmo da sua totalidade, devido a movimentos das suas fundações ou devido a trabalhos que se desenvolvem nos mesmos, a determinação das causas dessas deformações é crucial para averiguar se a operação de reabilitação e reforço de fundações, por si própria, pode solucionar o problema.

Em caso afirmativo, previamente à intervenção, é necessário adquirir um correto conhecimento do estado de equilíbrio do edifício, da condição das suas fundações, bem como da condição do solo de fundação, para que o trabalho de reabilitação e reforço das fundações seja bem-sucedido. Para tal os “caminhos” percorridos pelas cargas na estrutura necessitam de ser exaustivamente investigados, tal como os possíveis locais de concentração de esforços. À medida que os trabalhos se vão desenvolvendo, qualquer alteração identificada num destes aspetos deve ser registada, tomando-se as medidas adequadas de forma a garantir a segurança (Thorburn e Littlejohn, 1993).

A recolha da informação necessária deve ser feita a partir de um estudo aprofundado dos projetos da estrutura em causa e através de investigações “*in situ*”, como poços para a investigação das

fundações, furos para a medição do nível freático, etc. No entanto, é importante referir que a recolha desta informação se pode revelar uma árdua tarefa, já que muitas vezes não se conseguem obter os projetos que permitiram a construção da estrutura, podendo também ser difícil examinar as fundações, particularmente quando os meios de acesso e os espaços para os trabalhos investigatórios são exíguos.

Anteriormente à execução dos trabalhos de reforço das fundações, outro aspeto a ter em especial atenção é a instalação dos suportes temporários. A sua necessidade geralmente é avaliada através da integridade da estrutura onde se intervém, pelo possível aumento temporário de pressões na zona onde se executam os trabalhos de reforço e pelo estado das fundações a serem reforçadas. Os suportes temporários podem ser materializados com diversos elementos e configurações e a sua interação com os elementos de reforço tem de ser tida em conta na fase de projeto. Nas fases finais das operações, é necessário um especial cuidado, aquando da retirada destas estruturas que garantem o apoio, já que se vai dar a transferência da totalidade das cargas para as fundações reforçadas (Goldberg et al., 1976).

Como referido anteriormente, algumas formas de reabilitação e reforço envolvem operações de escavação para o aprofundamento ou alargamento das fundações existentes ou para a construção de novas fundações profundas ou caves. A realização de escavações remove parte do solo que confina e suporta as fundações, até a execução do trabalho estar terminada, pelo que é necessário assegurar todas as medidas necessárias para que a estrutura sujeita à intervenção se mantenha segura.

Assim sendo, em alguns destes casos, a realização de paredes de contenção, apresenta-se como uma solução bastante eficaz, no que toca à necessidade de retenção de movimentos, aquando da realização deste tipo de trabalhos, que levam à retirada de parte do suporte e confinamento das fundações.

Os trabalhos de demolição, que possivelmente possa ser necessário executar, como por exemplo no caso da demolição de um edifício antigo onde se pretende preservar as fachadas e paredes interiores, também devem ser tidos em conta na fase de projeto. Estes devem ser efetuados com precaução de modo a não danificar os elementos a preservar, bem como as estruturas adjacentes.

Os projetos de reforço de fundações e de suporte temporário devem ter um carácter conservativo, uma vez que subsistem sempre incertezas, mesmo quando é possível a realização de um aprofundado estudo através dos arquivos respeitantes à estrutura e investigações “*in situ*” (Thorburn e Littlejohn, 1993). Deste modo, pelo facto de acarretar riscos durante a sua execução e ser um processo moroso e consequentemente oneroso, o recalçamento de fundações só deve ser considerado em última análise.

Por último, mostra-se evidente que a escolha da solução a adotar é dependente das condições geológico-geotécnicas e hidrogeológicas do local, do tipo e forma da estrutura, do valor da carga a suportar e das condições do local onde se executa o trabalho (Shvets et al., 1996).

Em conclusão, o reforço de fundações é um domínio onde é necessário um envolvimento direto de todas as partes envolvidas, de forma a realizar uma adequada preparação, através dos estudos e investigações pertinentes acerca do local e da estrutura a intervir. A sua realização é originada por diversos fatores, devendo-se prestar os cuidados necessários no que toca aos trabalhos precedentes ao reforço das fundações, nomeadamente no que diz respeito às estruturas de suporte temporário. Por ser um tipo de obra geralmente complexo, envolvendo várias áreas da Engenharia Civil, onde surgem sempre incertezas e onde todos os trabalhos são diferentes de caso para caso, é importante que estas se situem do lado conservativo, de forma a minimizar os riscos a elas associados.

3.2. FATORES NA ORIGEM DA NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

Genericamente, as causas que justificam os trabalhos de reabilitação e reforço de fundações podem ser classificadas em três grandes grupos:

- Trabalhos de remodelação;
- Trabalhos de proteção;
- Trabalhos de reparação e fortalecimento.

Uma parte significativa do volume de trabalhos de reforço de fundações existentes, é devido à realização de obras de remodelação nos edifícios. Habitualmente, a este tipo de trabalhos estão subjacentes transformações nos edifícios, com o intuito de os dotar de novas e mais atualizadas utilizações, isto é, mudanças na sua utilização-tipo (Carreto, 1985). Segundo Coelho (1996), estas operações envolvem muitas vezes o aumento do número de pisos, de cargas de utilização e a supressão e substituição de divisórias e apoios, contribuindo todos estes fatores para alterações na distribuição de pressões transmitidas ao solo de fundação, surgindo assim a necessidade de melhorar e reforçar as fundações que se tornaram insuficientes.

A remodelação de edifícios é efetuada por vários motivos, dando-se como exemplos a preservação de partes ou da totalidade de edifícios de relevo histórico, a adaptação aos novos códigos e regulamentações, a valorização comercial que se pode obter com a alteração das utilizações-tipo e também o facto de se minimizar as despesas com construções novas, aproveitando as já existentes, o que permite consequentemente uma poupança de recursos (Thorburn e Littlejohn, 1993).

Quanto ao segundo caso, os trabalhos de proteção podem ser necessários nas seguintes situações (Thorburn e Littlejohn, 1993):

- Construção de novos edifícios (que em vários casos envolvem grandes escavações) na proximidade de edifícios existentes, que justifiquem a realização de trabalhos de reforço das fundações, bem como de estruturas de contenção, com o objetivo de limitar os movimentos;
- A construção de caves em edifícios existentes ou em edifícios em remodelação;
- A construção de novas estruturas subterrâneas, como túneis e condutas, cuja execução pode levar a grandes deslocamentos;
- O crescimento de árvores em solos argilosos, que causam variações do teor em água no solo, provocando assentamentos;
- A construção de estruturas com instalações mecânicas que possam causar grandes vibrações;
- Rebaixamento do nível freático.

Como supracitado, a construção de caves é um dos muitos fatores que originam a necessidade de se reforçar as fundações de um edifício, já que as escavações necessárias à sua execução provocam deslocamentos suscetíveis de por em causa o equilíbrio do edifício onde se realizam as obras, ou dos edifícios contíguos. Deste modo, é pertinente a menção ao gráfico apresentado na Figura 3.1, interpretado por Peck (1969) e citado por Thorburn e Littlejohn (1993), que mostra os deslocamentos verticais passíveis de ocorrer em função da distância às fachadas dos edifícios, perto dos quais se executam escavações suportadas. Os assentamentos e as distâncias são adimensionais, já que se apresentam sob a forma de uma fração onde o denominador é a profundidade máxima da escavação. Apesar deste gráfico ter sido realizado para um conjunto relativamente pequeno de observações (em diferentes tipos de solos), este é bastante útil na medida em que possibilita uma avaliação aproximada dos assentamentos que os edifícios na proximidade da escavação podem experimentar, o que é uma

informação fundamental aquando da realização de trabalhos de reforço de fundações (Thorburn e Littlejohn, 1993).

Chama-se a atenção para o facto das zonas apresentadas no gráfico dizerem respeito aos diferentes tipos de solos onde as escavações e as observações foram realizadas.

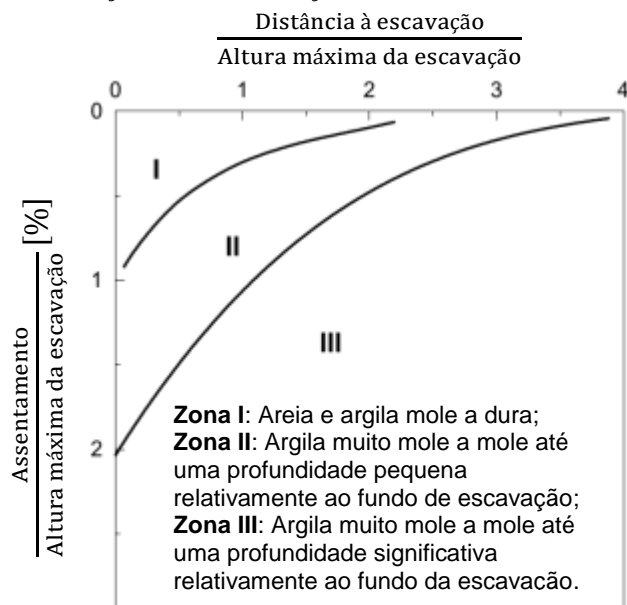


Fig.3.1 – Assentamentos ocorridos em edifícios perto de escavações suportadas [95]

Para além dos movimentos verticais, as escavações suportadas provocam também movimentos horizontais. As deformações sofridas pelos edifícios contíguos às escavações são dependentes dos tipos dos solos, do seu estado e do tipo de sustentamento dado à escavação (Figura 3.2), assumindo tipicamente a forma convexa ou côncava (Viana da Fonseca, 2005).

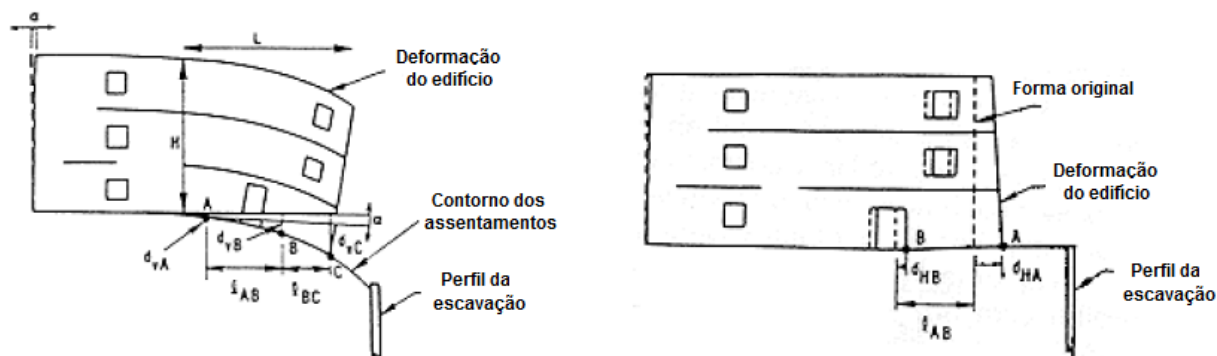


Fig.3.2 – Movimentos associados a edifícios adjacentes a escavações suportadas [89]

Por último, o terceiro caso, está relacionado com a degradação progressiva quer da capacidade de suporte do terreno, usualmente relacionada com fenómenos de erosão ou de alteração do nível freático, quer das fundações, como o apodrecimento das estacas de madeira devido ao rebaixamento dos níveis de água subterrâneos e a corrosão das estacas metálicas devido a ações químicas ou eletrolíticas (Carreto, 1985).

A construção de fundações em betão armado em meios agressivos, onde a presença de determinadas substâncias químicas, como os sulfatos, que levam à destruição das camadas superficiais do betão, provocando consequentemente corrosão das armaduras, é também um motivo para se proceder a trabalhos de reparação e reforço das fundações (Shvets et al., 1996).

Erros no estudo, projeto e construção das fundações também podem estar na origem dos trabalhos de reparação e reforço. Entre estes referem-se o insuficiente estudo do solo, fundações excêntricas em relação à carga, falta de consideração da sobrecarga atuante no nível térreo do edifício, estacas não cravadas até à profundidade adequada, rotura das estacas, sobretudo por sobrecravação, estacas com defeitos de execução na sua cravação ou betonagem, atrito negativo provocado pelo assentamento do terreno, que leva à ultrapassagem da capacidade de carga disponível na estaca, etc.

3.3. ASPETOS QUE INFLUENCIAM OS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

A execução de obras de reabilitação e reforço de fundações é influenciada por distintos fatores, aos quais as soluções propostas têm de se adaptar. Entre estes evidenciam-se os relacionados com o congestionamento do subsolo, a preservação de artefactos arqueológicos e os espaços e acessos disponíveis na obra.

O congestionamento do espaço subterrâneo é um dos principais aspetos que afeta os trabalhos de reabilitação e reforço de fundações em áreas urbanas e será cada vez mais significativo à medida que estas se desenvolvem de dia para dia. Este congestionamento é caracterizado pela presença de túneis subterrâneos, construídos para a circulação do metro, veículos ou peões e infraestruturas de serviços, como as instalações de abastecimento de água, energia, saneamento básico, etc.

O movimento, a reparação ou substituição de qualquer uma destas infraestruturas é extremamente dispendioso, moroso e causaria inúmeros contratemplos aos seus proprietários e utilizadores, pelo que a sua existência implica a adoção de soluções de reforço de fundações capazes de não comprometer a sua integridade e desempenho. Sempre que se realize qualquer obra nas proximidades destas infraestruturas, as entidades e indivíduos de direito têm de ser informados (Butcher et al. 2006).

Quanto à questão da preservação dos artefactos arqueológicos (Figura 3.3), esta é de grande interesse, na medida em que estes permitem reconstruir e perceber o meio natural inicial e as sucessivas ações humanas que aí se desenrolaram, sendo pois elementos chave para a compreensão das civilizações da antiguidade, bem como da história dos locais.



Fig.3.3 – Representação esquemática da disposição de elementos arqueológicos [55]

A maioria das cidades, principalmente nos seus centros históricos (onde as operações de reabilitação são muito comuns), é propensa a possuir artefactos ou vestígios arqueológicos nos seus subsolos, conhecendo-se em muitos casos o seu paradeiro. Assim sendo, em muitos centros urbanos as leis municipais obrigam a presença de determinadas autoridades em obras que envolvam escavações, de forma a se assegurar a proteção dos bens arqueológicos. Em zonas arqueológicas particularmente importantes, o tipo e profundidade das fundações que é passível construir também são restritos, para não se danificarem os possíveis artefactos aí existentes (Figura 3.4). Esta restrição condiciona consequentemente o leque das soluções de reforço de fundações passível de adotar (Butcher et al. 2006).



Fig.3.4 – a) Restos mortais danificados; b) Sarcófago encontrado nos trabalhos de reforço das fundações da Basílica St. Maria em Tongeren [41]

Por fim, os acessos para a mobilização de equipamentos e a amplitude dos espaços para a sua circulação e manuseamento, são também eles aspetos que influenciam o tipo de tecnologia de reforço

a adotar, uma vez que diferentes técnicas exigem equipamentos distintos, tanto no seu modo de operação, como na sua dimensão e forma.

3.4. CARACTERÍSTICAS COMUNS AOS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

Quaisquer trabalhos de reabilitação e reforço de fundações, independentemente dos motivos que estejam na sua origem, são afetos a certas características comuns. Seguidamente apresentam-se aquelas que mais se evidenciam.

Previamente à execução do reforço de fundações, uma análise da estrutura a ser recalçada deve ser realizada, tendo como objetivos a determinação das cargas atuantes nas fundações e dos percursos realizados pelas mesmas ao longo da estrutura, tal como referido em 3.1. Este é um trabalho exigente, que requer da parte do engenheiro projetista um adequado espírito crítico no estudo dos elementos de projeto existentes e na observação da estrutura em intervenção.

Com esta avaliação, pretende-se obter informações esclarecedoras fundamentalmente quanto à definição dos elementos resistentes verticais, espessura das paredes, direção das cargas nos pavimentos, espessura exata e constituição dos pavimentos, tipo e materiais da construção, sobrecargas nos pavimentos e o fator sísmico (Carreto, 1985).

Porém, também como mencionado em 3.1, são muitas as vezes em que os elementos do projeto estão incompletos e desatualizados ou simplesmente não existem. Isto deve-se ao facto destes não conterem as alterações que se processaram nos edifícios no decorrer do tempo e devido aos edifícios serem muito antigos, respetivamente. Quando isto sucede, existem logo adversidades na estimativa das cargas elementares, sendo-se forçado a desenvolver os trabalhos com dados insuficientes.

Posto isto, tendo em vista a diminuição das incertezas, é necessário realizar uma vistoria especialmente cuidada do edifício a intervir, onde segundo Coelho (1996), a experiência do engenheiro pode influenciar a recolha de um maior ou menor conjunto de informações, tais como:

- As formas como os esforços são transmitidos e como ocorrem as consequentes deformações, podem muitas vezes ser inferidas pelas fissuras existentes;
- O exame de todos os pavimentos é indispensável, já que a extrapolação dos resultados da análise de uns pisos para outros pode revelar-se perigosa, principalmente em edifícios antigos, onde as variações entre pisos são bastante frequentes;
- A estrutura das paredes pode ser deduzida através de alguns sinais, como o facto dos pilares surgirem frequentemente mais escuros sob fundos mais claros das paredes. A auscultação das mesmas possibilita também distinguir zonas maciças e de enchimento.

O estudo dos elementos de projeto e as observações anteriormente referidas, para além da determinação das cargas e da sua distribuição, possibilitam também avaliar a rigidez da estrutura e a sua sensibilidade às deformações (Carreto, 1985).

Sendo as obras de reforço de fundações propensas a pequenos movimentos da estrutura interessada, os conceitos de rigidez, flexibilidade, fragilidade e ductilidade são imprescindíveis para perceber se a construção é mais ou menos sensível, refletindo-se na importância das precauções a tomar (Coelho, 1996).

A análise das fissuras pode possibilitar a dedução das causas das deformações nas construções, como referido anteriormente. No entanto, se se pretender avaliar a evolução sofrida por essas deformações, deve-se ter a capacidade de distinguir (Coelho, 1996):

- As fissuras mais recentes das mais antigas, através da coloração e preenchimento de material que possuem;
- O desenvolvimento mais recente das fissuras e o aparecimento de novas, nomeadamente na fase de execução dos trabalhos, para o que poderá ser necessário recorrer a testemunhos.

Estes dados permitem detetar a formação de novas fissuras e concluir se as já existentes estão ou não em fase de estabilização, sendo informações bastante importantes para o controlo das operações de reforço e para garantir a segurança da estrutura onde se realizam as obras, bem como das adjacentes.

Por fim, os reconhecimentos geológico-geotécnico e hidrogeológico devem ser detalhados, determinando-se o comportamento mecânico dos solos, as condições da água nos solos, a localização do “*bed-rock*”, de material compressível e de aterro (Carreto, 1985).

3.5. GESTÃO DOS RISCOS ASSOCIADOS AOS TRABALHOS DE REFORÇO

Assim como na generalidade das atividades de construção, as obras de reabilitação e reforço de fundações compreendem riscos, quer pela sua singularidade e pelo nível de incertezas, quer pelo grau de restrições e condicionantes que existem.

Os riscos e as incertezas estão intimamente relacionados, sendo a principal diferença entre estes o facto do risco ser razoavelmente objetivo, logo quantificável, enquanto que as incertezas são geralmente mais subjetivas e normalmente não quantificáveis (Doran et al., 2009).

Vulgarmente está sempre associada uma conotação negativa ao conceito de risco, o que não é totalmente correto, já que em qualquer empreendimento, há a possibilidade de ocorrência de eventos cujas consequências podem ser benéficas ou ameaças ao sucesso. No entanto, é comum focar-se potenciais danos humanos, materiais e económicos que podem suceder (Doran et al., 2009).

Deste modo, pode-se definir risco, como sendo a combinação da probabilidade de um dado evento e as suas consequências ocorrerem ou, alternativamente, como sendo a probabilidade de existirem desvios relativamente aos resultados esperados.

Posto isto, apontam-se de seguida alguns dos riscos mais significativos nos trabalhos de reforço de fundações:

- Danos, instabilidade, ou no limite colapso estrutural, na estrutura em que se intervém ou nas estruturas adjacentes;
- Possibilidade de danificar infraestruturas, como túneis e instalações de serviços de água, gás e eletricidade, durante as operações de perfuração, cravação, vibração e por assentamentos ou impactos;
- Possibilidade de colapso das escavações, que possa ser necessário realizar, se não forem adequadamente suportadas ou se ocorrer infiltração de água;
- Riscos associados ao transporte e manuseamento de equipamentos em espaços muitas vezes exíguos e de difícil acesso;
- Riscos de saúde através da exposição a vapores, ruídos e vibrações em espaços confinados, mas também a possibilidade de contacto direto ou indireto com agentes contaminantes.

Através da execução de um projeto cuidadoso e da aplicação de um plano de gestão de risco apropriado, os riscos inerentes aos trabalhos de reforço de fundações podem ser controlados e mitigados. A execução do projeto requer uma boa compreensão geotécnica e estrutural do local onde

se intervém, sendo a recolha e análise das informações necessárias uma tarefa essencial para o sucesso da obra. Quando este trabalho de recolha e análise de informação é bem executado os riscos são menores, porém quando isto não acontece os riscos aumentam e os cuidados necessários a precaver são maiores. A gestão do risco é deste modo parte fundamental dos trabalhos e é feita através da seguinte metodologia (Butcher et al. 2006):

- Identificação dos potenciais riscos através da informação recolhida e dos estudos e investigações realizados, como por exemplo no que diz respeito à condição das fundações existentes, ao seu modo de operação, etc;
- Análise dos principais riscos identificados e avaliação da suficiência dos estudos e investigações realizadas;
- Tomada das medidas necessárias para mitigar os riscos existentes;
- Controlo durante e após a execução dos trabalhos através da monitorização para confirmar as hipóteses de projeto.

Tradicionalmente era assumido que ao se propor a solução com menores custos, os interesses dos clientes eram servidos, deixando-se muitas vezes a questão dos riscos para segundo plano. A minimização dos custos tinha então um peso bastante significativo nos critérios de decisão. No entanto, esta atitude evidenciada face à escolha da solução a adotar tem vindo a mudar nas últimas décadas, uma vez que cada vez mais se reconhece que a solução menos dispendiosa pode não ser a mais apropriada à luz dos atuais códigos e regulamentos, que especificam o nível de risco aceitável para a sociedade, que tem de ser respeitado. Com isto pretende-se assegurar a segurança pública e garantir que as construções são fiáveis.

Para ilustrar o exemplo acima referido, na Figura 3.5 representa-se o princípio do nível de risco ótimo e aceitável. Como se pode verificar, a solução ótima em termos de custos não é suficiente para garantir a segurança exigida, impondo-se pelos códigos e regulamentos uma solução mais segura e consequentemente mais dispendiosa (Butcher et al. 2006).

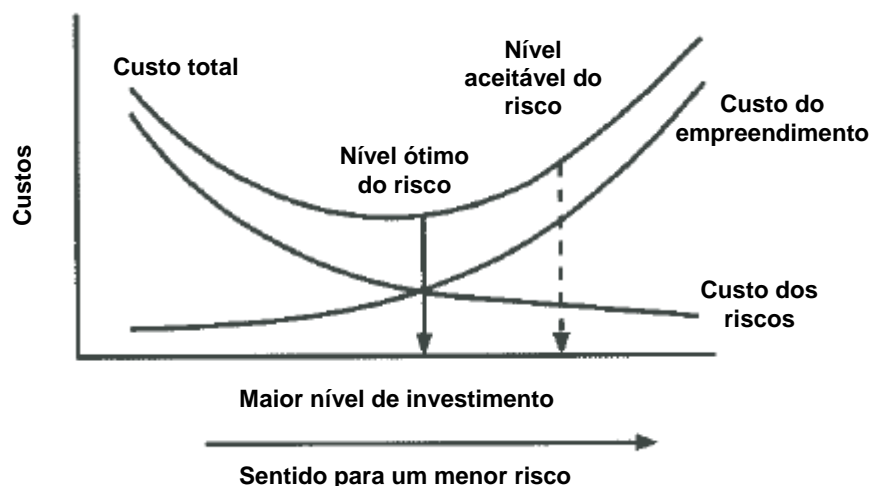


Fig.3.5 – Princípio do nível ótimo e aceitável do risco [17]

3.6. CLASSIFICAÇÃO GERAL DAS ROTURAS DE FUNDAÇÕES

O sistema fundação-solo de fundação tem de garantir a fiabilidade da estrutura que suporta durante a sua vida útil, assegurando também a capacidade de suportar todas as ações externas de que a estrutura é alvo durante todo esse período. A capacidade do conjunto em satisfazer os requisitos de resistência, fiabilidade, estabilidade e durabilidade do próprio sistema, bem como de cada um dos seus elementos, é uma demonstração da sua boa condição.

Pode-se considerar que a rotura do sistema fundação-solo de fundação ocorre, quando se dá um colapso total ou parcial do mesmo, como também quando surgem desvios inaceitáveis dos seus parâmetros de projeto ou das suas condições de serviço. Assim sendo, pode-se designar como uma rotura a perda total ou parcial de fiabilidade no sistema (Shvets et al., 1996).

Quanto às roturas do sistema fundação-solo de fundação, pode-se considerar que estas são de dois tipos (Shvets et al., 1996):

- As roturas súbitas (catastróficas), que conduzem a estrutura a atingir habitualmente o seu estado limite último. No que toca a este tipo de roturas, a débil investigação geológico-geotécnica, os erros na execução do projeto ou na realização das fundações, a violação das condições de serviço das fundações, os acidentes e as calamidades naturais, como os sismos, são as causas que mais se destacam como estando na sua origem;
- As roturas graduais (não catastróficas), que normalmente são provocadas por uma inadequada informação das condições geológico-geotécnicas e hidrogeológicas, erros na execução ou na análise dos ensaios durante o estudo do solo, clima (como o regime de chuvas) e condições de serviço das estruturas. Neste caso, a emergência da rotura deve-se à acumulação gradual de deformações plásticas e aos sucessivos ajustes que o sistema de fundação-solo de fundação é obrigado a realizar.

As roturas podem também ser perçetíveis ou latentes. As roturas perçetíveis exibem sinais que a rotura já se deu, inadequando o sistema para as suas tarefas. Exemplos de roturas perçetíveis são o colapso total ou parcial, perda de estabilidade, desabamento de pisos ou outros elementos, etc. Quanto às roturas latentes, através de sinais, estas indicam o desenvolvimento do fenómeno, podendo ser detetadas através da inspeção e observação. Os assentamentos, os aumentos ou diminuições de volume do solo, o empenamento ou arqueamento das estruturas ou dos seus elementos e o surgimento de fissuras nas estruturas ou nos solos são exemplos deste tipo de roturas (Shvets et al., 1996).

Deste modo, conclui-se que uma das principais características para que exista fiabilidade das fundações é a sua acessibilidade para a realização da sua manutenção e reparação. A capacidade do sistema em antecipar, detetar e eliminar os diversos tipos de erros através da sua reparação em tempo útil, é pois um aspeto fundamental. Verifica-se também, que a reparação das fundações só pode ser realizada quando a rotura é gradual, já que quando ocorrem roturas súbitas, estas normalmente levam a que a estrutura atinja o seu estado limite último, tanto em termos de resistência como de estabilidade, inviabilizando assim as atividades de reparação.

3.7. PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES

A necessidade de reabilitar e reforçar as fundações devido à geração de patologias nas mesmas, é um aspeto que afeta fortemente a estrutura onde tal ocorre.

Isto porque, para além de todos os custos envolvidos no processo, das morosas e dispendiosas investigações levadas a cabo para se determinarem os motivos da sua ocorrência e a necessidade de

por vezes se ter de desocupar ou mesmo interditar as estruturas, com todos os prejuízos e transtornos que daí resultam, desenvolve-se também uma conotação negativa em torno da construção afetada.

Posto isto, compreendem-se as consequências nefastas originadas pelas patologias das fundações, tal como o grau de importância da identificação das suas reais causas, para se propor uma solução para o problema e se realizar uma intervenção em tempo útil.

Deste modo, de uma forma geral, as patologias das fundações podem ter a sua génese nas seguintes fases:

- Caracterização do comportamento do solo;
- Análise e projeto das fundações;
- Execução das fundações;
- Eventos após a construção das fundações;
- Deterioração dos materiais constituintes das fundações.

Seguidamente, apresenta-se uma breve consideração das causas subjacentes à origem de patologias nas fundações em cada uma das fases anteriormente indicadas, seguindo de perto o apresentado por Milititsky et al. (2005) citados por Viana da Fonseca (2006) e Carvalho (2010).

3.7.1. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO

Quanto à caracterização do comportamento do solo, observa-se que a causa mais frequente de patologias nas fundações está intimamente relacionada com a ausência de investigação do solo, ou caso esta se tenha realizado, com a sua insuficiência e com a existência de falhas. A exigência e rigor dos planos de investigação deve ter em consideração a complexidade e o tipo de obra a executar, tal como a natureza do solo, isto é, se este apresenta características especiais, como expansibilidade, colapsibilidade, etc, que requeiram outro tipo de técnicas de investigação em comparação com os maciços mais comuns.

A ausência de investigação é ainda um problema que sucede em muitos empreendimentos, nomeadamente nos de pequena e média dimensão, sendo a sua principal razão questões relacionadas com motivos económicos. Esta é uma prática inadmissível que aumenta significativamente os riscos de se desenvolverem problemas de fundações, que provocam consequentemente problemas na restante estrutura, podendo por em causa a sua segurança, bem como a dos seus utilizadores. Apesar disto, nas últimas décadas a atitude face à necessidade e importância deste tipo de investigação tem vindo a mudar, muito também devido às más experiências do passado, onde se compreendeu que o motivo de muitos acidentes ocorridos foi precisamente a falta de investigação do terreno.

Posto isto, de seguida são enunciados alguns dos problemas de fundações mais comuns resultantes da ausência de investigação do solo de fundação:

- a) Problemas típicos em fundações superficiais:
- Grandes assentamentos devidos a elevadas tensões de contato entre a fundação e o solo de fundação;
 - Assentamentos diferenciais provocados pela execução de fundações em solos ou aterros heterogêneos, bem como pela sua construção em materiais bastante distintos em termos comportamentais, sem se ter o cuidado de prover uma junta;
 - Grandes deformações resultantes da realização de fundações em solos compressíveis ou de características especiais, como solos expansíveis;

- Elevados deslocamentos ou mesmo a rotura de fundações apoiadas em camada de grande resistência, mas que se encontram sobrepostas a solos moles.
- b) Problemas típicos em fundações profundas:
- Mau comportamento das estacas executadas resultante da adoção de tipos de estacas inadequados, face ao solo onde se vão aplicar, bem como devido à sua geometria desapropriada;
 - Redução da capacidade de carga das estacas, pela ocorrência de atrito negativo, originado, por exemplo, pelo assentamento dos aterros ou pela consolidação de solos argilosos;
 - Assentamentos expressivos provocados pela construção de estacas assentes em camadas resistentes sobre solos moles.

Tal como supracitado, as patologias nas fundações podem surgir mesmo quando se executa o plano de investigação do solo, devendo-se neste caso à sua insuficiência ou a falhas na sua execução.

Quanto à investigação insuficiente, as causas das patologias que mais se destacam, são a realização de um número escasso de sondagens e ensaios para áreas de grandes dimensões e o facto destes muitas vezes se realizarem perto da superfície, não se acautelando assim a possível variabilidade dos solos em profundidade. Outra situação comum é a paragem da realização das sondagens quando se encontram camadas de solo resistentes, não se tendo a preocupação de se determinar a espessura da mesma e a natureza dos solos subjacentes (Logeais, 1971 citado por Araújo, 2000).

A Figura 3.6 ilustra um exemplo representativo de uma investigação insuficiente realizada numa obra. Como se verifica, existe uma parte da área de implantação do projeto que não foi investigada.

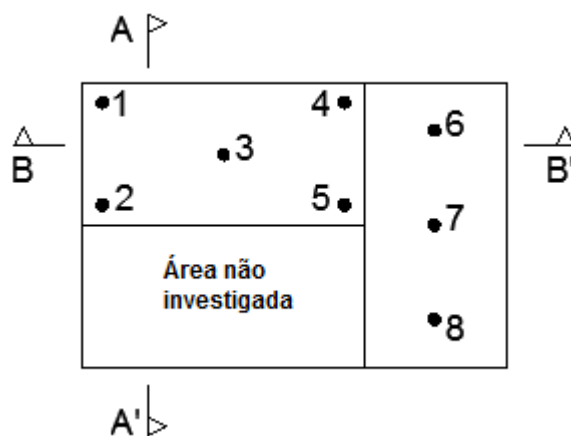


Fig.3.6 – Representação de uma investigação insuficiente [20]

Pelas sondagens realizadas no alinhamento do corte BB' (Figura 3.7), pode-se perceber quais os tipos de solos existentes e qual a sua disposição.

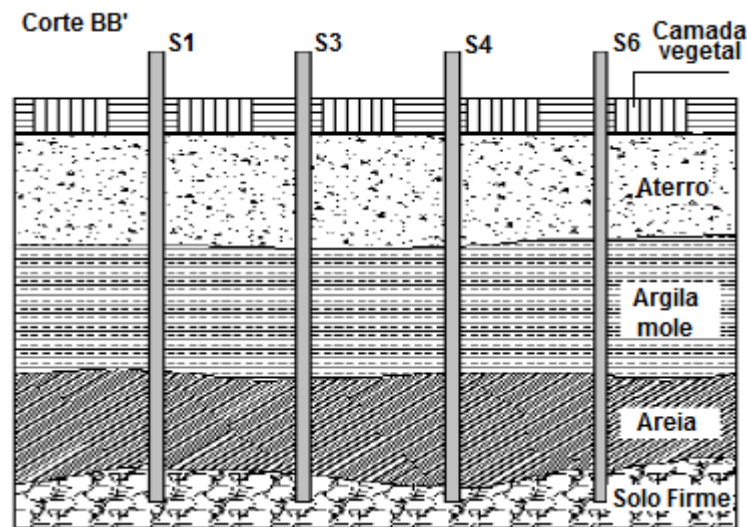


Fig.3.7 – Corte BB' do subsolo da obra [adaptado de 20]

Já pelo corte AA' (Figura 3.8), devido à área não investigada, não é perceptível que nessa zona do terreno a camada resistente se situa a uma maior profundidade do que na zona onde se realizaram as sondagens S1 e S2. Este facto ao não ser detetado põe em causa o desempenho e a segurança das fundações que possam vir a ser executadas nesse local, já que estas vão ser concebidas tendo em consideração a informação obtida pelas sondagens executadas nas proximidades (S1 e S2).

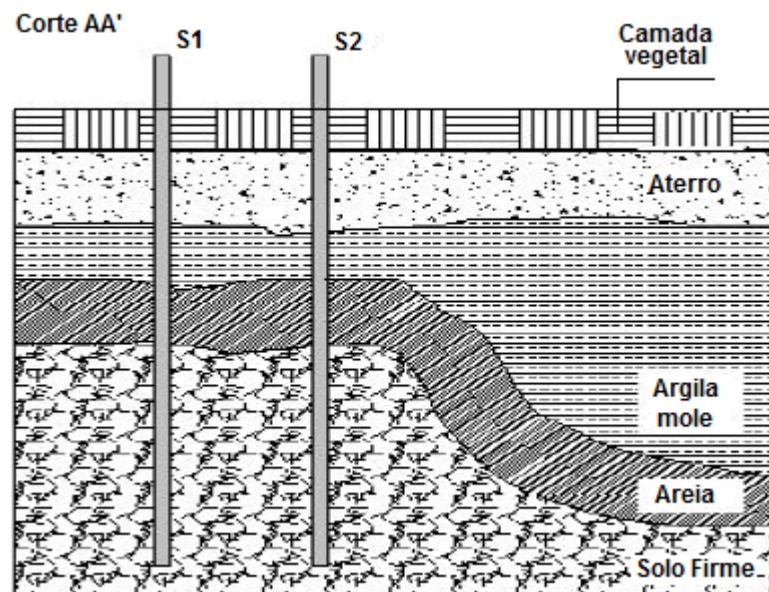


Fig.3.8 – Corte AA' do subsolo da obra [adaptado de 20]

A relevância da profundidade a que se realizam as sondagens e os ensaios está relacionada com a variabilidade que pode ocorrer nas características dos solos, bem como com a importância de identificar as diferentes camadas existentes.

No que toca às patologias derivadas de falhas existentes no plano de investigação, estas estão fundamentalmente relacionadas com erros de localização na realização das sondagens, com a utilização de equipamentos desadequados ou indevidamente calibrados, com a aplicação de métodos

de ensaio inapropriados ou não normalizados, com o incorreto nivelamento dos furos de referência, com a má descrição dos tipos de solos, etc.

Geralmente, este tipo de erros conduz a diferenças entre as características reais do maciço e os resultados obtidos através da investigação, o que pode provocar dificuldades no momento da construção das fundações, devidas, por exemplo, à presença de camadas de tipos de solos distintos dos descritos ou de camadas com espessuras diferentes, à necessidade de aumentar o comprimento de estacas para se atingir o firme, à presença de grandes blocos que obstruem a execução da fundação (Figura 3.9), etc.



Fig.3.9 – Presença de blocos no local de implantação das fundações [90]

Na caracterização do comportamento do solo, deve-se dar um especial cuidado a certos casos particulares, também eles indutores de patologias nas fundações, nomeadamente aos que se seguem: presença de vegetação, solos colapsíveis ou expansíveis e zonas cársticas.

Quanto à vegetação é relevante referir que os seus efeitos se podem dever à sua interferência física ou à modificação do teor em água do solo, através das raízes (Figura 3.10). Os principais problemas por elas originados são os assentamentos e os levantamentos. Os assentamentos devem-se à redução do volume dos solos decorrentes da alteração do seu teor em água. Os levantamentos decorrem de expansões progressivas no caso da vegetação ter sido removida (Ovando-Shelley et al., 2013).

No que toca aos solos colapsíveis, estes são materiais não saturados que experimentam grandes reduções de volume quando sujeitos ao aumento do teor em água, com ou sem carregamento externo adicional, conduzindo ao colapso dos mesmos. Citando Viana da Fonseca (2005), esta redução do volume do solo provoca patologias nas fundações e nas estruturas por elas suportadas, mais ou menos graves consoante a extensão dos movimentos, como por exemplo assentamentos ou no limite a rotura. O desenvolvimento de problemas neste tipo de solos está habitualmente associada a fugas de sistemas de abastecimento de água, de recolha de águas pluviais e residuais ou de depósitos, onde há a libertação de uma grande quantidade de água.

Em consideração aos solos expansivos, estes também são solos não saturados que apresentam uma grande variação volumétrica, devido à presença de minerais argilosos na sua constituição, aumentando ou diminuindo de volume quando sujeitos a variações do seu teor em água (Da Silva, 2003 citado por Carvalho, 2010).

Assentamentos e levantamentos são algumas das patologias originadas por este tipo de solos.

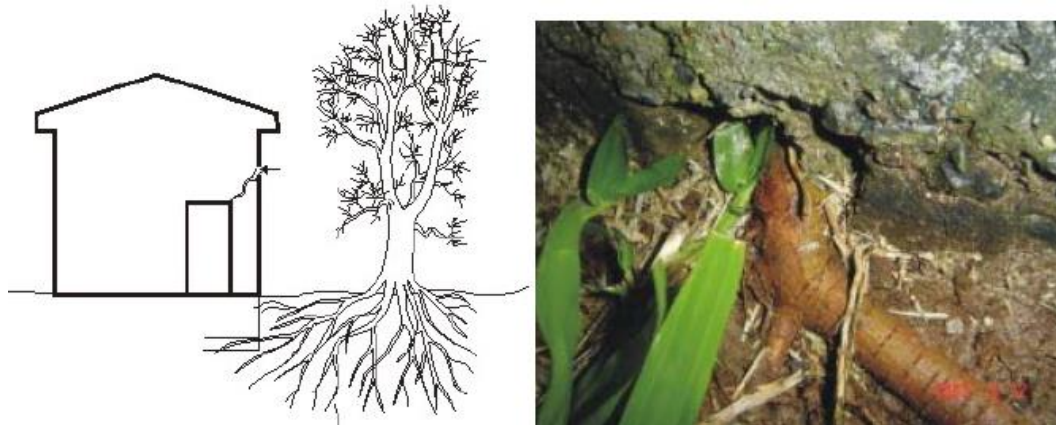


Fig.3.10 – Influência da vegetação nas fundações [89]

Por último, refere-se a existência de zonas cársticas, como um fenómeno indutor de patologias nas fundações. A carsificação é um processo físico que decorre da dissolução dos maciços, nomeadamente dos de origem calcária ou dolomítica, pela ação da água subterrânea e superficial.

Comummente, a estes maciços estão associadas camadas superiores de rochas não solúveis ou solos residuais, que ocultam as cavidades formadas nas camadas inferiores, dando uma ideia errada de segurança (Figura 3.11) (Viana da Fonseca, 2005).

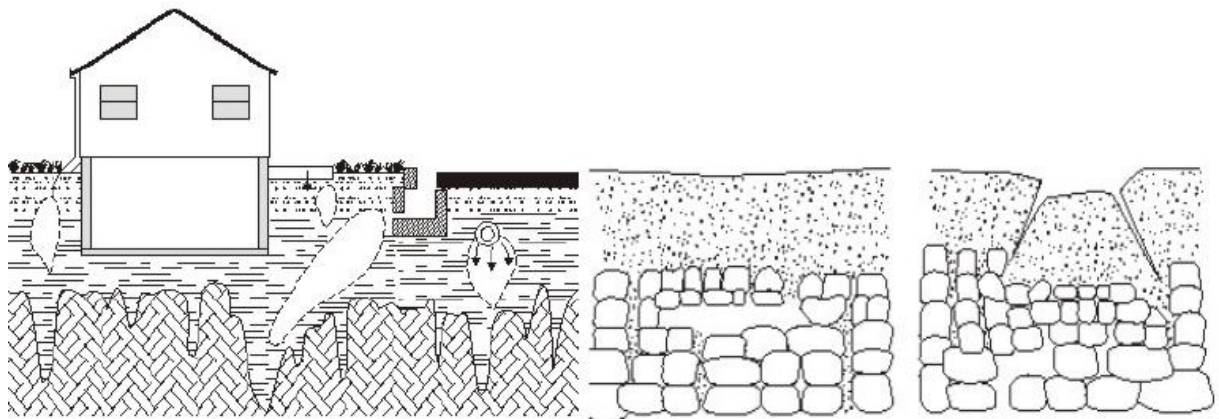


Fig.3.11 – Formação de cavidades nas camadas de solos devido à carsificação [89]

3.7.2. ANÁLISE E PROJETO DAS FUNDAÇÕES

Regularmente os problemas resultantes de erros nos projetos afetam a edificação pouco tempo após a sua construção, podendo os seus efeitos e consequências perdurar em períodos de tempo bastante longos, caso não se dê a rotura súbita da estrutura.

Segundo Milititsky et al. (2005) citados por Carvalho (2010), nesta fase as patologias de fundações que podem surgir devem-se fundamentalmente a:

- Problemas relativos ao comportamento do solo;
- Problemas relativos a mecanismos de interação solo-estrutura;
- Problemas relacionados com o desconhecimento real do comportamento das fundações;
- Problemas relacionados com a estrutura da fundação;
- Problemas relacionados com especificações construtivas;
- Problemas relacionados com a construção de fundações sobre aterros.

Um caso típico de patologias envolvendo o comportamento do solo é a adoção do perfil de projeto otimista, sem se realizar uma correta caracterização das singularidades presentes no subsolo, como a presença de camadas de menor resistência ou compressíveis.

Quanto a alguns dos problemas relacionados com mecanismos de interação solo-estrutura, as suas causas podem dever-se (Milititsky et al., 2005 citados por Viana da Fonseca, 2006):

- À sobreposição de tensões, que conduzem a assentamentos dos solos na zona de intersecção das mesmas e consequentemente das estruturas fundadas nesse local (Figura 3.12);

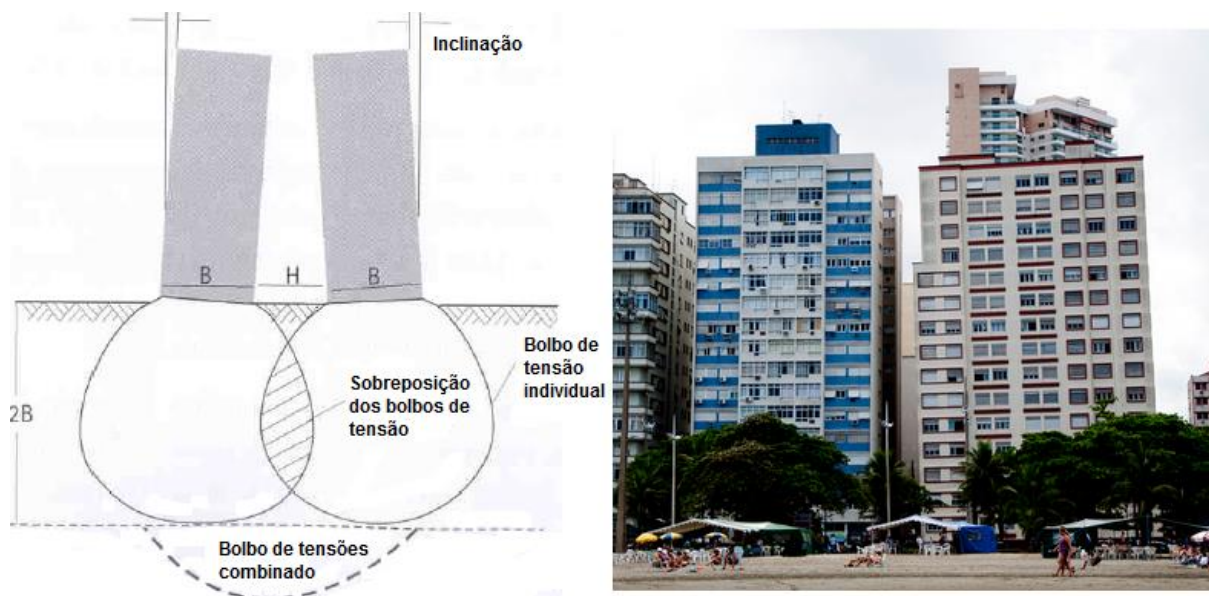


Fig.3.12 – Zona de sobreposição de tensões passível de assentar e provocar danos nos edifícios [adaptado de 96]

- A estacas ou grupos de estacas fundados numa camada resistente de pequena espessura, sobreposta a uma camada mais frágil, como solos argilosos moles. Daqui pode resultar o colapso da camada resistente devido a fenómenos de compressibilidade ou consolidação da camada de argila mole, resultando na rotura das fundações;
- Erro no cálculo da resistência de um grupo de estacas. Este não pode ser feito somando as cargas de rotura das estacas consideradas individualmente, pois isto pode resultar num valor superior ao real;
- Não consideração da possível ocorrência de atrito negativo, que diminui a capacidade de carga das estacas, provocando assentamentos (Figura 3.13);

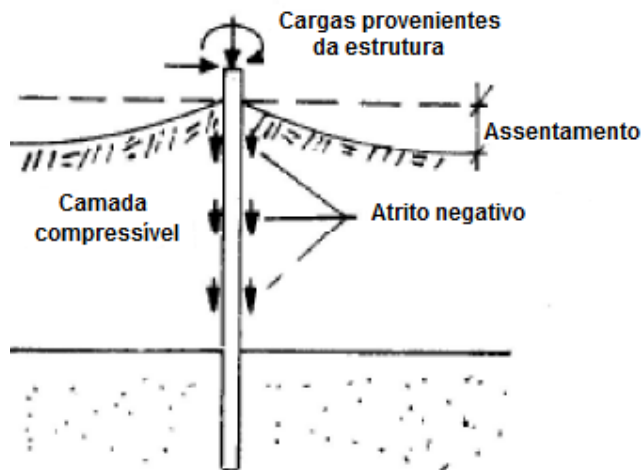


Fig.3.13 – Esquema da atuação do atrito negativo numa estaca [20]

- À formação de encurvadura de estacas esbeltas em solos moles, devido à falta de travamento;
- “Efeito de Tschebotarioff”, que ocorre, por exemplo, quando se constroem aterros de geometria assimétrica sobre solos moles, levando a compressões distintas da camada e à produção de solicitações horizontais nas estacas, pondo em causa o seu desempenho (Figura 3.14).

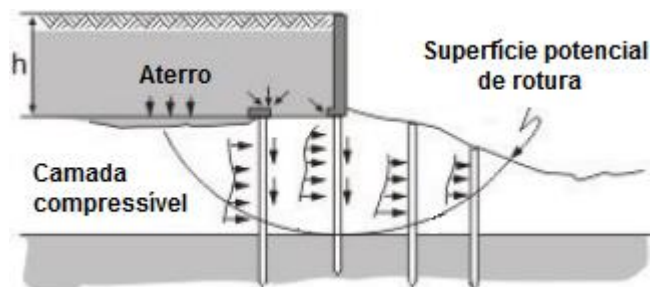


Fig.3.14 – Esquema representativo do efeito de Tschebotarioff [90]

No que toca às patologias motivadas pelo desconhecimento do verdadeiro comportamento das fundações, destacam-se as seguintes:

- Estruturas fundadas através de diferentes sistemas de fundação sem a execução de juntas, isto é, em certas partes da estrutura esta encontra-se fundada em fundações superficiais e noutras partes através de fundações profundas (Figura 3.15). Entre outras razões, este tipo de solução pode ser motivada, pela variação das solicitações e pela localização das camadas de solo resistentes. Assim sendo, pela concretização deste tipo de solução, gera-se uma incompatibilidade de assentamentos e consequentemente danos na estrutura;

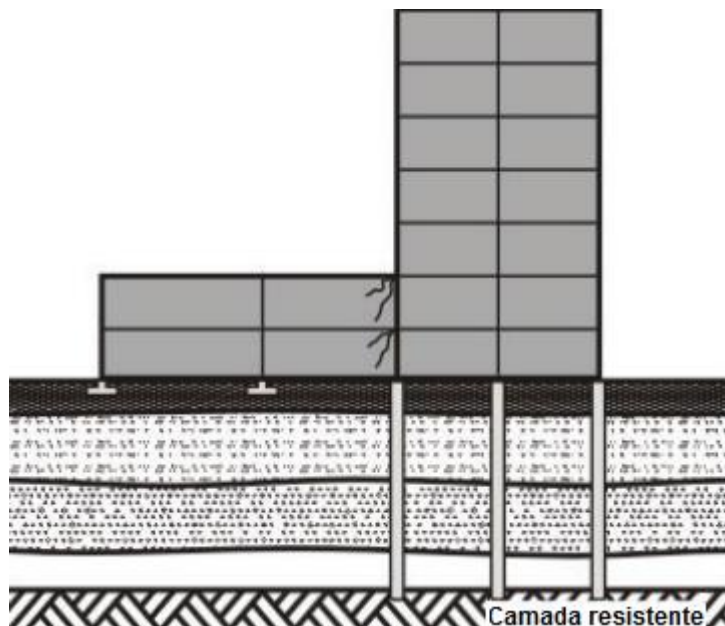


Fig.3.15 – Aplicação de diferentes sistemas de fundações numa estrutura [adaptado de 90]

- Existência de níveis de carregamento bastante distintos numa mesma estrutura, constituída por um único sistema de fundação sem a realização de uma junta, o que provoca assentamentos diferenciais (Figura 3.16).

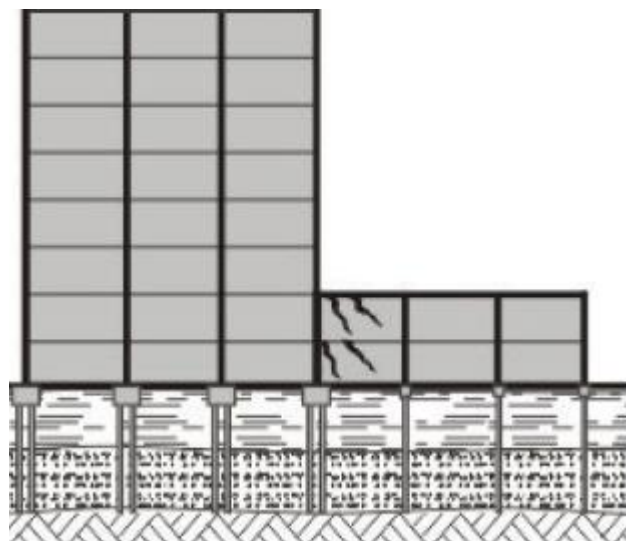


Fig.3.16 – Danos provocados por diferentes níveis de carregamento numa mesma estrutura [adaptado de 90]

Relativamente às patologias relacionadas com a estrutura da fundação, evidenciam-se as seguintes causas (Milititsky et al., 2005 citado por Carvalho, 2010):

- Erros na determinação das solicitações atuantes nas fundações;
- Conceção do projeto de fundações sem a avaliação das cargas variáveis e acidentais, que possam sobrecarregar as mesmas;
- Consideração apenas das cargas máximas durante a execução do projeto, não se tendo em conta as cargas mínimas, o que em certos casos pode conduzir à formação de esforços de tração que não foram tidos em conta no projeto de fundações;

- Reforço das fundações com armaduras muito densas ou complexas que provocam dificuldades no momento da sua execução ou mesmo deficiências construtivas;
- Ligação defeituosa entre diferentes elementos estruturais, como a ligação de estacas aos maciços de encabeçamento, levando à degradação dos elementos e pondo em causa o bom desempenho do sistema.

Quanto às patologias resultantes de erros relativos às especificações construtivas ou da sua inexistência apontam-se as seguintes :

a) Problemas em fundações superficiais:

- A não descrição do tipo e das características do solo onde se vão executar as fundações;
- Erros na localização e nas cotas de implantação das fundações, não sendo atingidas as camadas com as características de resistência e deformabilidade exigidas;
- A não pormenorização das características do betão, da espessura de recobrimento a garantir, má pormenorização das armaduras, etc;
- A não especificação de medidas de proteção das fundações contra a erosão e os agentes agressivos do meio.

b) Problemas em fundações profundas:

- Não especificação das profundidades mínimas a atingir pelas estacas, o que possibilita a incorreta transferência das cargas para o solo;
- A não pormenorização do modo como se devem realizar as emendas, bastante importantes nos elementos submetidos a solicitações de tração, corte e flexão, pois a sua má concretização pode criar zonas de fragilidade;
- A utilização de equipamentos com características desadequadas para a execução das fundações, como por exemplo, comprimento insuficiente das ferramentas, que põem em causa a qualidade das fundações construídas.

Finalmente, é importante referir que a construção de fundações em aterros não é aconselhável, pois estes facilmente sofrem assentamentos, caso não se tomem cuidados especiais na sua construção. Os assentamentos de fundações assentes sobre aterros podem dever-se (Logeais, 1971 citado por Araújo, 2000):

- À deformação do próprio aterro, devido ao seu peso próprio ou às cargas transmitidas pelas fundações de estruturas sobre ele construídas;
- A deformações nas camadas de solo localizadas subjacentes ao aterro, provocadas pela alteração de tensões, devido ao peso do aterro e às cargas transmitidas pela superestrutura.

3.7.3. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES

A execução das fundações representa também numa fonte significativa de patologias, pelo que é necessário uma rigorosa fiscalização nesta fase da obra, para que se assegure a realização das mesmas de acordo com o estipulado no projeto. Os problemas podem estar relacionados com limitações ou condicionantes tecnológicas e de equipamentos, erros na aplicação e manuseamento dos materiais, inexperiência e falta de habilidade dos operários e ausência de supervisão dos trabalhos.

As patologias decorrentes da fase de construção das fundações podem ser divididas em problemas relacionados com a execução das fundações superficiais e profundas.

Deste modo, de seguida expõem-se as patologias mais comuns associadas a cada um deste tipo de fundação (Milititsky et al., 2005 citados por Viana da Fonseca, 2006; Logeais, 1971 citado por Araújo, 2000):

- a) Patologias relacionadas com a execução de fundações superficiais:
- O desenvolvimento de assentamentos diferenciais provocados pela execução das fundações em solos com características e comportamentos distintos. Este é um problema corrente quando a camada resistente, onde serão implantadas as fundações, é destruída devido a escavações excessivas, sendo posteriormente necessário aterrar essas zonas, para a implantação das fundações se dar à mesma cota (Figura 3.17);

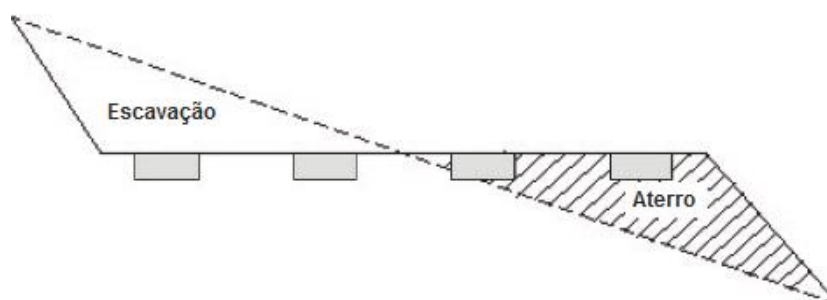


Fig.3.17 – Fundações assentes em solos diferentes devido à escavação e posterior aterro [adaptado de 20]

- Utilização de materiais desadequados ou mal dispostos e compactados para a execução de aterros, conduzindo a assentamentos, rotações, etc. nas fundações aí executadas (Figura 3.18);

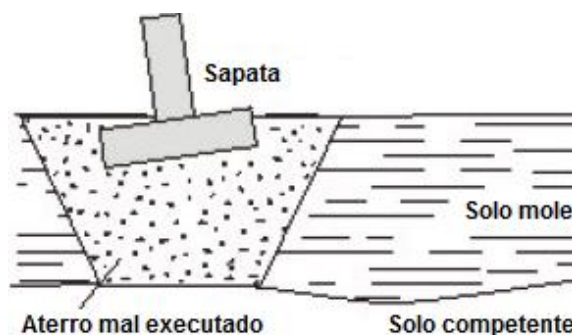


Fig.3.18 – Fundação assente sobre um aterro mal executado [90]

- Construção das fundações em níveis distintos, o que leva a possíveis instabilidades nas fundações situadas em cotas superiores;
- Roturas em tubagens de sistemas de abastecimento de água ou de recolha de águas pluviais ou residuais, existentes nas proximidades, provocados pela realização dos trabalhos, cujo derrame leva à perda de resistência do solo de fundação;
- Erros quanto à dimensão e geometria das fundações, o que altera as tensões desenvolvidas e transmitidas ao solo, podendo levar ao mau desempenho das mesmas (Figura 3.19);

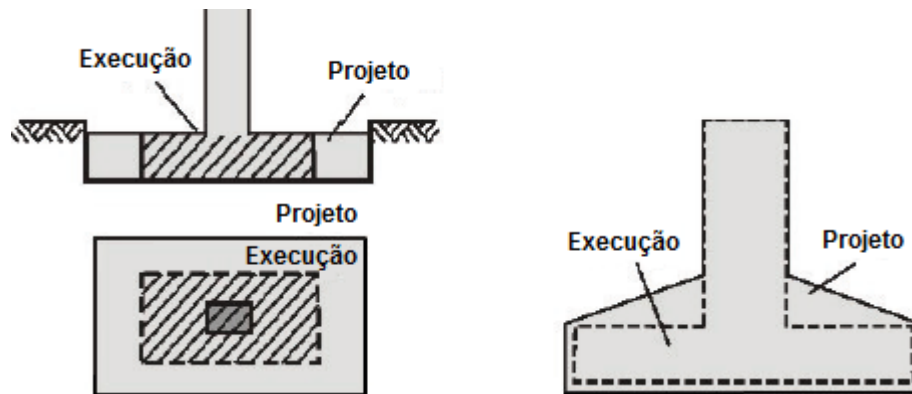


Fig.3.19 – Desvios de execução entre o estipulado no projeto e o construído [90]

- Conceção das fundações sem a realização da camada de regularização, levando a que o betão fique diretamente em contato com os agentes agressivos do meio e pondo em causa o recobrimento necessário a garantir;
 - Problemas durante a betonagem das fundações, relacionados com a presença de água, com a vibração ou com a densidade e disposição das armaduras, que conduzem ao enfraquecimento das qualidades do betão e à criação de vazios.
- b) Patologias associadas à construção de fundações profundas:
- A construção das estacas em locais diferentes daqueles indicados no projeto, que impede a correta transferência das cargas para o solo;
 - Erros quanto à geometria e dimensões das estacas, que levam a uma diminuição da sua resistência, e desvios relativamente à inclinação indicada no projeto, que alteram a distribuição de cargas projetada. Estes problemas podem levar assim à instabilidade da estrutura suportada;
 - Deformações provocadas pela deficiente ligação entre as estacas e os maciços de encabeçamento;
 - Desrespeito da profundidade mínima requerida, levando a que as estacas não atinjam a camada resistente, podendo provocar assentamentos e comprometendo o desempenho das mesmas;
 - Danos provocados nas estacas devido a má betonagem ou a obstruções existentes;
 - Corrosão da armadura das estacas ou da própria estaca, no caso de esta ser metálica;
 - Nas estacas de madeira, surgem problemas de origem orgânica, como o ataque de fungos e bactérias, quando estas ficam expostas ao ar livre, devido ao rebaixamento do nível freático. Isto leva à deterioração das mesmas e consequentemente põe em causa a segurança da estrutura;
 - Danos, como fissuração ou rotura, devido à excessiva energia de cravação, no caso de estacas cravadas. Na cravação das mesmas também se pode dar o levantamento de outras estacas cravadas na vizinhança, bem como a diminuição da resistência do solo envolvente.

3.7.4. EVENTOS APÓS A CONSTRUÇÃO DAS FUNDAÇÕES

A ocorrência de certos eventos posteriores à execução das fundações, quer sejam devidos a intervenções antrópicas quer a fenómenos naturais, podem ser também indutores de patologias nas

fundações e consequentemente provocar danos na estrutura por elas suportadas, podendo por mesmo em causa a sua segurança e estabilidade.

Assim sendo, para este tipo de casos, as patologias das fundações podem dever-se, genericamente, a alterações nas cargas da estrutura, a movimentos do solo devido a ações externas, a sismos e a vibrações e impactos.

Tal como já foi referido em 3.2, as obras de remodelação de estruturas e a alteração da utilização-tipo dos edifícios são duas das principais razões que conduzem à necessidade de executar intervenções de reabilitação e reforço de fundações. Isto deve-se ao facto deste tipo de obras implicarem a realização de transformações nas estruturas, que normalmente provocam incrementos nas cargas transmitidas às fundações, como também alterações na sua distribuição. Caso as fundações não sejam reforçadas para suportar o acréscimo de cargas, estas não conseguem resistir ao novo carregamento, o que acabará por provocar o assentamento e a fissuração das mesmas e danos na superestrutura.

Quanto às patologias induzidas por movimentos do solo devido a ações externas, estas estão associadas:

- À construção de novas estruturas nas vizinhanças de uma estrutura já existente, sem o cuidado de realizar uma junta de separação entre elas (Logeais, 1971 citado por Araújo, 2000);
- À deposição de materiais pesados, em quantidades significativas, nas vizinhanças de uma estrutura já existente. Isto leva a um aumento de tensões no solo podendo conduzir a assentamentos das fundações, caso estas sejam superficiais, ou à geração de um impulso em fundações por estacas (Figura 3.20);

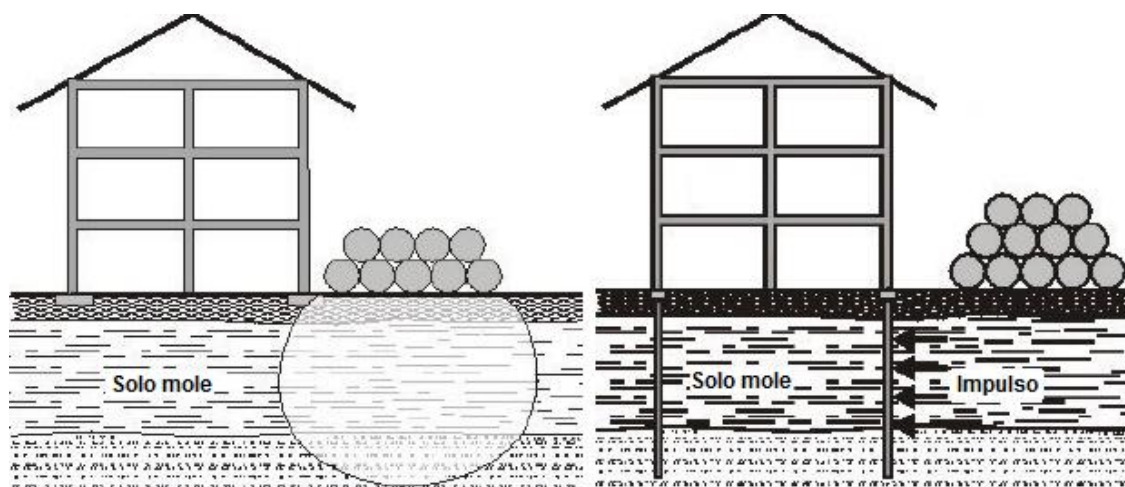


Fig.3.20 – Efeitos da deposição de materiais pesados na vizinhança de estruturas [adaptado de 90]

- À realização de escavações nas proximidades de estruturas, que provocam movimentos no solo, alterando as tensões iniciais e possivelmente a posição do nível freático. Na Figura 3.21 apresenta-se o exemplo do colapso de um edifício em Xangai, motivado pela realização de uma escavação na sua proximidade, para a execução de um parque automóvel subterrâneo;



Fig.3.21 – Colapso de um edifício devido à realização de uma escavação na sua proximidade [20]

- À erosão do solo envolvente das fundações (Figura 3.22), que é um fenómeno bastante comum em fundações de pontes, onde o material do fundo do rio vai sendo removido por arrastamento através da força das correntes existentes. Isto leva a que as fundações fiquem muito vulneráveis às ações exteriores, aumentando consideravelmente a possibilidade de sofrerem danos. Portanto, as cotas das fundações devem ser definidas tendo em conta a erosão prevista para o leito do rio (Vitório e Carneiro de Barros, 2012). No caso dos edifícios, a erosão do solo de fundação, pode ser devida à rotura de tubagens de infraestruturas de serviços, como de abastecimento de água ou de recolha de águas residuais. A água procura caminhos de percolação através dos meios porosos e o regime de escoamento criado pode levar ao arrastamento das partículas finas, originando vazios que provocam assentamentos. Para além de assentamentos, a erosão provoca também problemas de capacidade de carga.



Fig.3.22 – Erosão e consequentes danos nas fundações das pontes localizadas sobre o rio Ingazeira e Pojuca no Brasil [94]

A ocorrência de sismos surge também com uma das causas mais relevantes de geração de patologias, nomeadamente nos monumentos históricos e edifícios mais antigos, cuja construção não seguiu as especificações construtivas e de dimensionamento atualmente existentes nos códigos e regulamentos, que tornam as construções contemporâneas mais seguras relativamente a este fenómeno natural.

A extensão dos danos provocados por um sismo depende não só da magnitude e da intensidade do mesmo, mas também do tipo de construção praticada no local onde este ocorre, nomeadamente do sistema de fundações adotado, bem como das suas características de resistência, rigidez e ductilidade. Segundo Viana da Fonseca (2005), as grandes sapatas corridas e os ensoleiramentos gerais apresentam maior segurança que as sapatas isoladas. As fundações por estacas, apesar de possibilitarem a transmissão das vibrações do subsolo para a superestrutura, apresentam a vantagem de aumentarem significativamente a segurança em relação à liquefação, cuja probabilidade de ocorrência é bastante alta em solos arenosos de baixa compacidade e com nível freático elevado.

A liquefação é um fenómeno que se caracteriza pela anulação da resistência ao corte do solo, quando o valor da pressão neutra iguala o valor da tensão total, reduzindo para zero o valor das tensões efetivas. Terminado o sismo, a dissipação do excesso de pressões na água dos poros processa-se rapidamente e as partículas do solo tendem a reorganizar-se com uma maior compacidade. Isto conduz a problemas de capacidade de carga e a grandes assentamentos à superfície do terreno, e consequentemente das fundações da estrutura aí assente, podendo levar mesmo ao seu colapso. Posto isto, é fácil de concluir que os efeitos causados nas estruturas, derivados da ocorrência deste fenómeno, são catastróficos.

O aparecimento de fendas ou grandes falhas no solo são também problemas subsequentes à ocorrência de um sismo. Estas, para além de outros danos, provocam assentamentos, fissuras ou colapso nas fundações, podendo levar à derrocada da estrutura.

O levantamento de solos e o colapso de taludes são mais dois exemplos de problemas derivados da ocorrência de sismos, que afetam as fundações.

Por fim, é importante referir as patologias associadas a atividades que envolvem a produção de vibrações ou choques, nomeadamente aquelas que decorrem nas proximidades de fundações superficiais assentes sobre solos granulares, já que estes são particularmente suscetíveis a um aumento de compacidade, originada pela reorganização das partículas quando sujeitas a vibrações, conduzindo a assentamentos das camadas e consequentemente das fundações. A origem destas ações pode dever-se a trabalhos de demolição, de compactação de solos, de cravação de estacas, explosões em escavações ou pedreiras nas vizinhanças, circulação de tráfego pesado, equipamentos industriais, etc.

3.7.5. DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DAS FUNDAÇÕES

A degradação dos materiais constituintes das fundações é um processo que ocorre ao longo do tempo de vida útil da construção, que se deve fundamentalmente a erros durante o projeto e execução das fundações e à ação dos agentes agressivos do meio. Desta forma, seguidamente apresentam-se algumas das patologias mais comuns derivadas deste tipo de problema:

- Deterioração do betão devido a erros na definição das suas classes de exposição e resistência durante a fase de projeto, ou devido à deficiente colocação, vibração e tempo de cura do betão na fase de execução. No caso de fundações em betão armado, a despassivação das armaduras devido ao decréscimo do pH do betão por ação do CO₂ (carbonatação) ou pela penetração de cloretos, leva à corrosão das armaduras. Isto provoca a redução da secção das mesmas e consequentemente da resistência do aço e

danifica o betão de recobrimento, provocando a sua fendilhação, descamação, delaminação ou quebras nos cantos (Figura 3.23) (Coutinho, 2011);

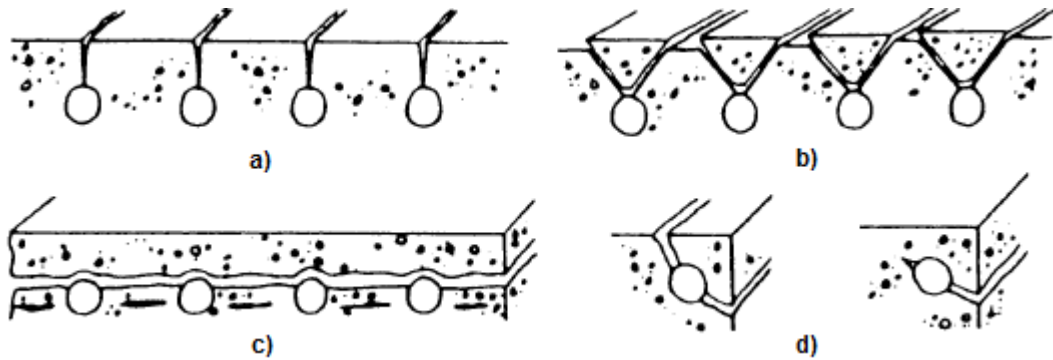


Fig.3.23 – Deterioração do betão: a) Fissuração; b) Descamação; c) Delaminação; d) Quebras nos cantos [26]

- Corrosão das estacas metálicas, devido ao contacto com a água, o ar, ou agentes químicos e biológicos presentes no solo. No caso das estacas executadas em ambiente aquático (rio ou mar) ou próximo deste, as variações do nível da água e os sais presentes na mesma também provocam a sua degradação;
- O apodrecimento das estacas de madeira, devido aos ataques de fungos e bactérias, normalmente associados a alterações nas condições de humedificação da madeira, sempre que estas ficam expostas ao ar pelo rebaixamento do nível freático;
- Meteorização das fundações, pela sua exposição após escavações periféricas e desagregação das argamassas de assentamento das alvenarias, pela ação da água. Estas patologias provocam movimentos das fundações, devido à diminuição da área de superfície de contacto entre as fundações e o solo, ou à deterioração das características mecânicas do betão ou das alvenarias (Figura 3.24) (Appleton, 2011).

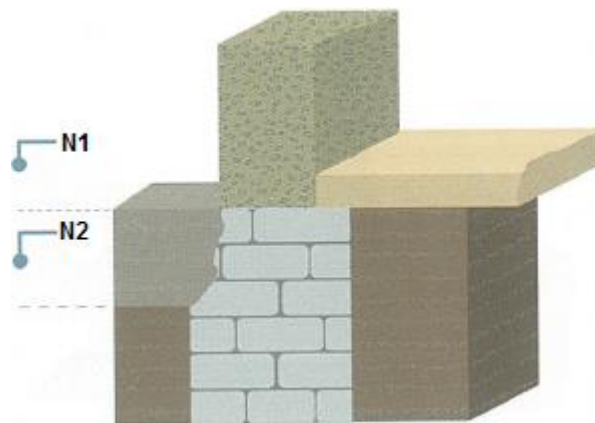


Fig.3.24 – Esquema da meteorização de uma fundação: N1-nível do terreno antes da escavação; N2-nível do terreno após a escavação [2]

Concluindo, verifica-se que existe uma grande variedade de patologias associadas às fundações, cuja ocorrência conduz à formação de danos estéticos, funcionais, estruturais ou mesmo ao colapso da estrutura, dependendo da sua severidade. O ponto-chave quando se está perante problemas de patologias de fundações é identificar as causas que estão na sua origem, de modo a se encontrar uma solução de intervenção em tempo útil. No entanto, esta é uma árdua tarefa, já que na maior parte dos

casos as patologias existentes resultam da interação de vários fatores, o que dificulta a percepção dos problemas, bem como a sua resolução.

4

**ESTUDOS E INVESTIGAÇÕES
PRELIMINARES****4.1. RECOLHA DE INFORMAÇÃO**

Como mencionado em 3.1, todas as obras de reabilitação e reforço de fundações necessitam de ser precedidas de um adequado trabalho de investigação ao local e ao solo. Assim sendo, o primeiro passo a tomar passa pela pesquisa, recolha e organização de toda a informação disponível, de modo a se obter uma avaliação realista da condição e do comportamento da estrutura onde se intervém e também do solo onde esta se encontra fundada, bem como das estruturas situadas nas suas vizinhanças.

Posto isto, é pertinente fazer a distinção entre os trabalhos de investigação do local e os de investigação do solo, já que são tarefas distintas, mas igualmente importantes no que diz respeito à recolha de informação relevante para a conceção do projeto e construção das soluções de reabilitação e reforço adotadas.

Deste modo, no que diz respeito à investigação do local, esta engloba um estudo exaustivo da estrutura a reforçar e do seu meio envolvente, abrangendo a aquisição de informação de alguns ou todos dos seguintes aspetos (Thorburn e Littlejohn, 1993):

- Condição e estado de equilíbrio da superestrutura;
- “Caminho” percorrido pelas cargas;
- Tipo e condição das fundações;
- Materiais de construção;
- Tipo de usos da estrutura, como por exemplo, a utilização-tipo no caso dos edifícios;
- Restrições e condicionamentos existentes;
- Condição das estruturas adjacentes;
- Geologia e hidrogeologia do local;
- Dados topográficos;
- Dados sísmológicos;
- Dados sobre o clima;
- Dados relativos aos acessos.

Muita desta informação pode ser obtida pela realização de um bom trabalho de gabinete e de uma profunda pesquisa aos arquivos locais, através da consulta dos documentos existentes, como os projetos da estrutura onde se vai executar a obra, cartas geológicas, sísmológicas, topográficas e artigos ou relatórios sobre a prospeção geológica-geotécnica elaborada em locais da vizinhança, etc.

A investigação das fundações possibilita uma realista avaliação da sua estrutura, dos seus materiais constituintes e do seu estado de conservação, revelando-se, portanto, um dos trabalhos de investigação

do local que mais se destaca no tipo de obras sobre as quais incide o tema do presente trabalho, pelo que esta questão será abordada mais aprofundadamente no subcapítulo 4.2.

Durante o estudo do local, também podem ser executados alguns furos exploratórios, sendo a informação fornecida por estes usada para analisar a extensão e a constituição (como o número e tipo de ensaios a realizar) da posterior investigação do solo.

Quanto à investigação do solo, esta é efetuada através dos trabalhos de prospeção e caracterização geotécnica, com os quais se pretende determinar a estrutura, o estado e as propriedades mecânicas mais relevantes do mesmo. A não realização deste tipo de investigação, ou erros cometidos durante a sua execução, podem resultar numa previsão totalmente errada do comportamento do solo e consequentemente das fundações, pondo em risco todo o trabalho a desenvolver no local, pelo que se aconselha vivamente a sua execução com o máximo rigor possível, através dos métodos de amostragem e ensaio mais apropriados.

A existência de água no solo é também determinada durante os trabalhos de prospeção, bem como o seu comportamento e a sua variação sazonal. Caso se verifique a sua presença, é importante garantir que não haja nenhuma variação adversa dos seus níveis, tanto durante, como após a execução da obra, pois a sua ocorrência pode levar ao desenvolvimento de danos na estrutura onde se intervém, ou nas situadas nas suas proximidades.

Apesar disto, tem de se compreender que existem sempre incertezas quanto ao verdadeiro caráter e comportamento do solo, devido à grande variabilidade dos fatores intervenientes nestes problemas, devendo-se pois possuir uma abertura de espírito para conceber um projeto suficientemente flexível, que se adapte a possíveis situações adversas.

4.2. INSPEÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Pela frequente escassez de informação sobre as fundações das construções existentes, a determinação da geometria, da constituição e das características relevantes dos seus elementos, bem como da natureza e das características do terreno subjacente, revestem-se de grande importância.

Deste modo, a inspeção das fundações existentes tem como principais objetivos a realização de um exame às mesmas e ao solo imediatamente subjacente. Esta vistoria para além de permitir a identificação dos materiais constituintes das fundações, possibilita também avaliar o seu estado de conservação, a deteção de anomalias e a medição das suas dimensões (como a profundidade, o comprimento, a largura e espessura). A recolha de amostras, para posterior análise em laboratório, com o intuito de determinar as características mecânicas dos materiais constituintes das fundações, pode também ser possível consoante o método de prospeção utilizado.

Genericamente, os métodos de prospeção podem ser divididos em dois grupos (Coelho, 1996):

- Aqueles que permitem a visualização das fundações e dos solos de fundação, através da execução de poços ou furos de diâmetro adequado, acessíveis ao operário, a equipamentos de televisão e de recolha de amostras;
- Aqueles realizados através de métodos de pesquisa indireta, como ensaios de campo, que impossibilitam a sua visualização, bem como a recolha de amostras;

Assim sendo, as sondagens, através da abertura de poços de inspeção, de dimensões adequadas para o acesso e livre movimento de um homem (Figura 4.1), são o método de prospeção mais eficiente (quando a sua aplicação é possível), para o reconhecimento dos materiais e tecnologias das fundações das estruturas em intervenção.

Através deste método, consegue-se a inspeção visual direta das fundações, observando-se, simultaneamente, o seu estado de conservação, identificando-se eventuais anomalias, usualmente traduzidas por fendas, desagregações e perdas de material, que ajudam a compreender as deficiências de comportamento das estruturas e, em particular, podem explicar as causas para o surgimento de fendas nas paredes e pilares que essa fundação suporta (Appleton, 2011).

Esta análise pode também ser complementada por ensaios laboratoriais, com o objetivo de se identificar a natureza e as características dos materiais constituintes das fundações.

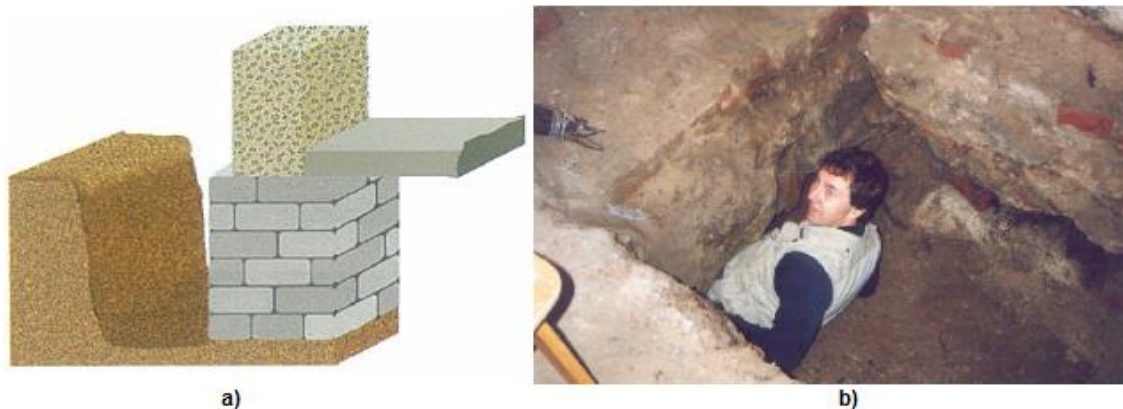


Fig.4.1 - Investigação das fundações através de poços: a) esquema representativo; b) exame efetuado nos trabalhos de reforço das fundações do edifício principal da Universidade de Tartu [2, 5]

Quando a vistoria por poços de inspeção é inexecutável, a solução alternativa, passa pela execução de sondagens por furação (Figura 4.2), sendo neste caso aconselhável a adoção de um processo que possibilite a recuperação do material.

Os furos realizados devem então perfurar a fundação, sendo conveniente que a sondagem se prolongue até alguns metros abaixo da base da mesma, de modo a que para além de permitir a identificação dos materiais constituintes das fundações e das possíveis anomalias, possibilite também identificar as camadas de solo situadas a alguma profundidade, já que nestas reside, muito frequentemente, a explicação para assentamentos de fundações, não totalmente justificados pelo comportamento das camadas superficiais (Appleton, 2011).

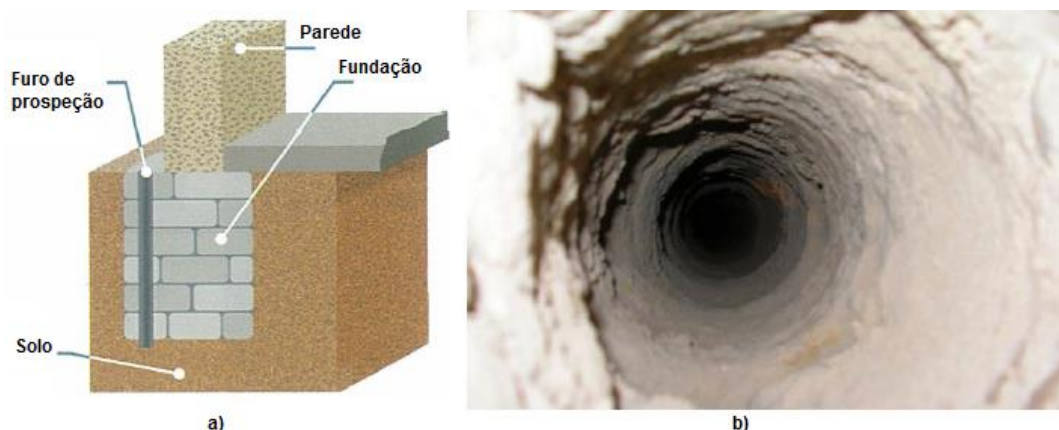


Fig.4.2 – Sondagem da fundação por furação: a) esquema representativo; b) furo realizado nos trabalhos de reforço das fundações da Basílica St. Maria em Tongeren [2, 42]

No entanto, sendo as obras de reabilitação e reforço de fundações trabalhos bastante exigentes relativamente à intrusividade, em algumas ocasiões não é possível ou recomendável a adoção das

soluções anteriormente descritas, devido, por exemplo, à sensibilidade da estrutura a intervir ou à exiguidade dos acessos e espaços, que impedem a correta mobilização e operação de equipamentos. Nestes casos, os métodos de prospeção indireta afiguram-se como soluções bastante úteis, para a obtenção de algumas das informações necessárias. Destes métodos, destacam-se fundamentalmente os métodos de prospeção geofísica.

Os métodos de prospeção geofísica dividem-se em métodos sísmicos (que induzem no terreno ondas elásticas) e métodos eletromagnéticos (que induzem no terreno corrente elétrica ou ondas eletromagnéticas).

Apesar disto, há que salientar que os aspetos vantajosos da prospeção geofísica estão intimamente relacionados com as suas limitações, já que por um lado, se permitem uma avaliação não intrusiva, por outro lado ao não permitirem a recolha de amostras, a interpretação dos seus resultados em certas condições torna-se difícil e pode mesmo ser inconclusiva (Matos Fernandes, 2011).

A radiação eletromagnética é caracterizada pela sua frequência, comprimento de onda e energia transportada. A radiação incidente no elemento, pode em parte atravessá-lo, e em parte, ser refletida por este. Em qualquer um dos casos, as características da radiação incidente são alteradas em função das propriedades do meio. Na construção, a banda de frequências da tecnologia de radar situa-se entre os 100 MHz e os 2 GHz, operando pois, na modalidade de reflexão. Ao se diminuir a frequência, aumenta a penetração da onda, porém diminui o pormenor dos resultados (Cóias, 2007).

O método *Borehole Radar Profiling & Image* é um dos métodos eletromagnéticos passíveis de utilizar para investigar as fundações (Figura 4.3).

Este método consiste em colocar duas antenas num furo realizado no terreno (ou no material a investigar). Uma das antenas emite um feixe de radiação divergente, através de impulsos eletromagnéticos sucessivos, que é refletido pelas interfaces existentes no interior da fundação observada. Os impulsos refletidos são captados pela antena recetora situada junto à antena emissora, sendo as duas ligadas a um registador gráfico. Esta técnica permite indagar a natureza e estado de elementos localizados sob uma superfície visível. A interpretação é facilitada pelo tratamento das imagens obtidas, incluindo a elaboração de perfis tridimensionais (Cóias, 2007).

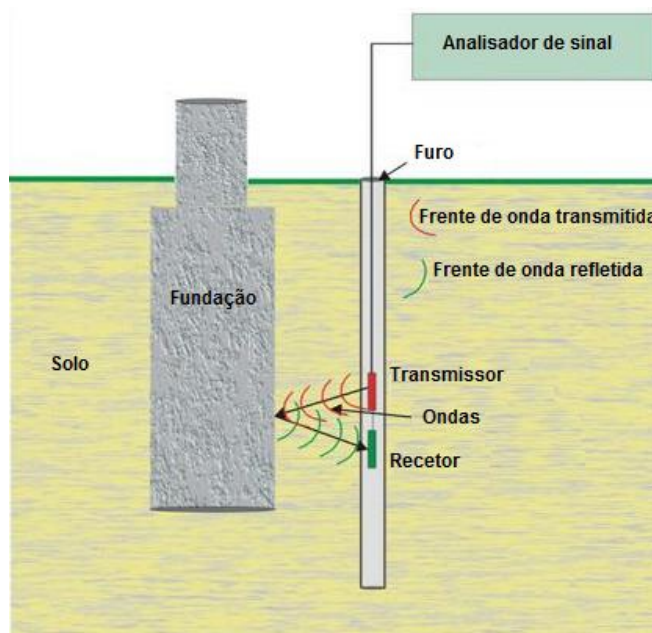


Fig.4.3 – Esquema de execução do ensaio *Borehole Radar* [23]

Quanto aos métodos baseados na propagação de ondas elásticas, estes baseiam-se na detecção, medição ou análise das vibrações das construções, dos seus elementos, ou do terreno onde se encontram implantadas, avaliando a forma como as vibrações se propagam nestes meios.

Um exemplo deste método de prospeção, para o caso da investigação das fundações, é o ensaio sísmico paralelo (Figura 4.4), onde um transdutor recetor é colocado no interior de um furo executado no terreno. A partir de um martelo, são produzidos impactos, percutindo zonas da estrutura que, para tal, foram tornadas acessíveis. O furo onde é colocado o transdutor recetor é efetuado a menos de 1,5 metros de distância da fundação e prolonga-se 3 a 5 metros abaixo da sua cota inferior. No caso da utilização dum hidrofone, o tubo é revestido e tamponado no fundo e cheio de água. No caso de se utilizar um geofone, o furo é entubado com um revestimento selado, para evitar o desmoronamento do terreno durante o ensaio (Cóias, 2007).

Este ensaio é muitas vezes aplicado para determinar a profundidade das fundações.

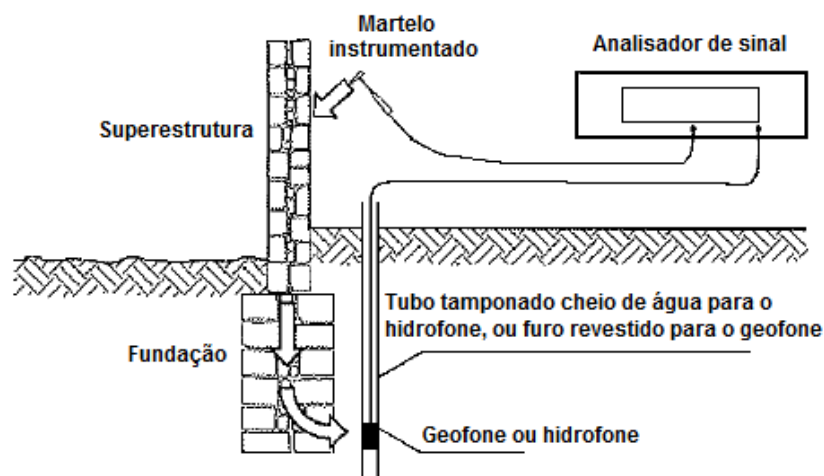


Fig.4.4 – Esquema de execução do ensaio sísmico paralelo [23]

Estes métodos mais sofisticados, para além de permitirem recolher informações acerca das fundações existentes, particularmente sobre a sua geometria e profundidade, possibilitam também recolher dados sobre as camadas de solos, bem como da presença de galerias, instalações de serviços (tubos, cabos) ou objetos com valor arqueológico no substrato.

Em suma, a investigação das fundações pode ser realizada por vários métodos de prospeção, uns mais intrusivos do que outros. A definição do método a adotar está intimamente relacionada com as condicionantes e características da obra, sendo a qualidade e quantidade da informação possível de recolher fortemente dependente da escolha tomada.

4.3. PROSPEÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

4.3.1. OBJETIVOS

A prospeção e caracterização geotécnica pode definir-se como sendo o processo de avaliação do “caráter” geotécnico de um local, onde a conceção e o dimensionamento das estruturas implantadas no mesmo são condicionados pelo terreno (Viana da Fonseca e Fahey, 2009).

Assim sendo, a sua realização tem como objetivos (Matos Fernandes, 2011):

- A execução de perfis do terreno, identificando-se, em termos geológico-geotécnicos, as distintas camadas que compõem o terreno, até a uma profundidade adequada ao tipo de obra e ao próprio maciço de fundação;
- A caracterização das condições da água no terreno, como o seu regime de circulação, os níveis piezométricos, etc;
- Recolha de amostras perturbadas ou inalteradas, através de sondagens por furação (por exemplo);
- A caracterização, física, mecânica e hidráulica dos solos constituintes do terreno, cujo comportamento condicione de alguma forma a obra a executar. Para o cumprimento desta tarefa, são fundamentais os ensaios de campo, bem como os laboratoriais, na medida em que estes últimos permitem o ensaio das amostras recolhidas.

Por uma questão de orientação, relativamente ao número e disposição das operações de prospeção, segundo as especificações do LNEC E 217-1968, estas devem ser realizadas de tal forma, que permitam detetar eventuais alterações na espessura, profundidade, estrutura ou propriedades das formações interessadas. De uma forma geral, os planos de prospeção devem iniciar-se com uma malha larga, de acordo com o conhecimento da zona a prospetar, que será posteriormente apertada conforme os resultados obtidos, de modo a esclarecer eventuais problemas ou dúvidas que surjam (Coelho, 1996).

Posto isto, é compreensível a grande influência que os trabalhos de prospeção e caracterização geotécnica possuem, relativamente ao sucesso das obras de reabilitação e reforço de fundações, onde as informações relativas aos tipos e características dos solos, bem como das condições da água subterrânea, são fundamentais para a seleção do tipo de solução a adotar, tal como no estudo dos possíveis movimentos originados no desenrolar da obra.

4.3.2. SONDAgens EXPLORATÓRIAS

A investigação do terreno onde a obra se vai realizar, através de sondagens exploratórias, pode ser executada por três métodos distintos:

- Sondagens por poços e valas ou trincheiras;
- Sondagens de penetração;
- Sondagens por furação.

Quanto às sondagens através de poços e valas ou trincheiras, estas apresentam as vantagens de possibilitarem a inspeção visual do terreno, possibilitando a recolha de amostras remexidas de qualquer tipo de solo, bem como a colheita de amostra intactas, particularmente de blocos de dimensões relativamente significativas, que são *a posteriori* divididos para a preparação de provetes de ensaio (Matos Fernandes, 2011).

Apesar disto, estes meios de prospeção apresentam algumas limitações, fundamentalmente no que se refere aos acessos e espaços para a mobilização e operação dos equipamentos necessários, que muitas vezes são exíguos, principalmente no tipo de obras de reabilitação de estruturas.

Outro aspeto menos positivo é o facto dos códigos de segurança exigirem a realização de uma estrutura de contenção, a partir de profundidades bastante reduzidas, o que torna a operação mais onerosa.

Relativamente às sondagens de penetração, estas envolvem numa vara de aço de ponta cónica, que penetra no terreno por percussão (impactos de um martelo) ou de modo contínuo (por ação de macacos

hidráulicos), sendo adicionadas novas varas à inicial, à medida que a ferramenta avança em profundidade (Matos Fernandes, 2011).

Este tipo de sondagem não permite a recolha de qualquer tipo de amostras e aplica-se, essencialmente, para determinar a resistência à penetração do terreno.

Por último, no que toca às sondagens de furação, contrariamente às de penetração, estas permitem a recolha de amostras, e podem ser realizadas à percussão e à rotação.

As sondagens de furação à percussão, desagregam o terreno através dos impactos produzidos por um trépano, que desce em queda livre desde a superfície até ao fundo do furo. O material fragmentado é posteriormente recolhido por uma limpadeira. O furo de sondagem é revestido por uma tubagem em aço, instalada à medida que a furação progride, à exceção dos solos coesivos bastante resistentes e das rochas brandas (Matos Fernandes, 2011).

As sondagens de furação à rotação podem ser executadas tanto em solos mais duros, como nos mais brandos, e contrariamente às sondagens à penetração a recolha de amostras é contínua, isto é, não é realizada em pontos discretos em profundidade. Estas sondagens são realizadas com uma ferramenta abrasiva designada coroa, colocada na extremidade inferior de um tubo amostrador, que desgasta o terreno pelo atrito provocado pela sua rotação. À medida que se dá o desgaste, o tubo amostrador vai penetrando o terreno e uma amostra deste é recolhida no interior do tubo (Matos Fernandes, 2011).

4.3.3. ENSAIOS “IN SITU”

Neste subcapítulo, faz-se uma breve descrição de alguns dos ensaios de campo mais comumente realizados, nos trabalhos de prospeção referentes a obras de reabilitação e reforço de fundações, nomeadamente, os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), CPT/CPTU (*Cone Penetration Test e Piezocone Penetration Test*) e o VST (*Vane Shear Test*).

O ensaio SPT (Figura 4.5) é o ensaio de campo mais frequentemente aplicado em todo o mundo. Este classifica-se como um ensaio de penetração dinâmico, uma vez que consiste na cravação no fundo de um furo de sondagem de um amostrador normalizado, pela aplicação dos golpes exercidos por um martelo de 63,5 kg de peso, que desce em queda livre de uma altura de 76 cm.

O ensaio SPT executa-se em duas fases sucessivas. Na primeira fase contabiliza-se o número de golpes necessários a exercer no martelo, de forma a que o amostrador penetre 15 cm no terreno. Como o que se pretende com esta primeira fase é o atravessamento do amostrador do solo mais perturbado abaixo do fundo do furo, considera-se que o número de pancadas relativas a esta primeira fase é simplesmente informativo. Na segunda fase, conta-se o número total de golpes aplicados no martelo para fazer penetrar o amostrador no solo, sequencialmente, de 15 cm mais 15 cm, sendo este número total de pancadas, N , considerado como o resultado do ensaio.

Se o número de golpes aplicados no martelo atingir o valor de 50, sem que se verifique uma penetração do amostrador no terreno de 15 cm ou 30 cm, na primeira e segunda fase, respetivamente, suspende-se o ensaio, registando-se o comprimento de penetração observado.

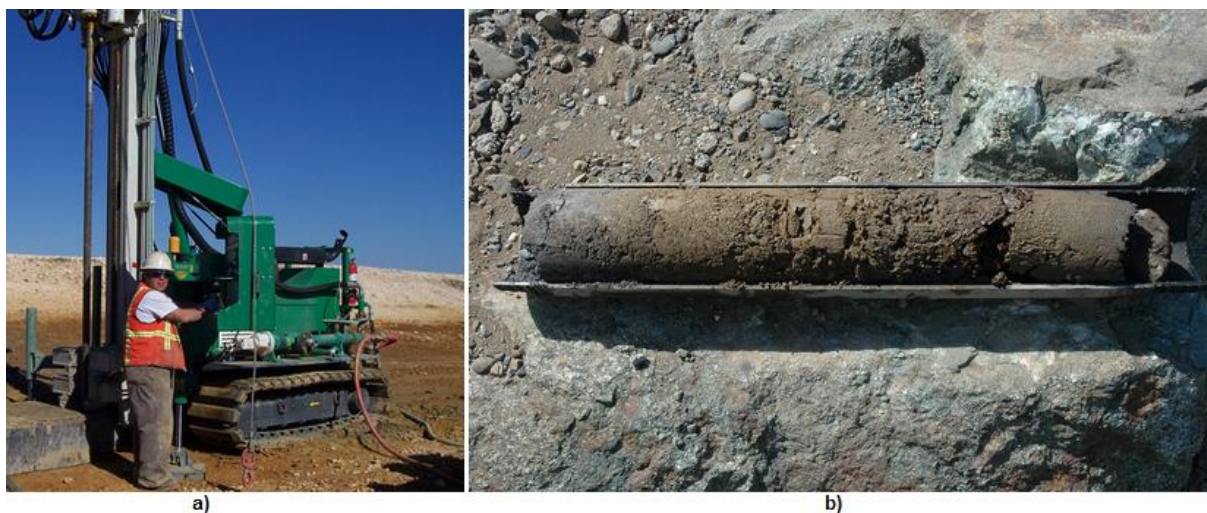


Fig.4.5 – a) Vista da realização do ensaio SPT; b) Amostrador aberto após o ensaio [93]

As principais vantagens do ensaio SPT são o facto de ser um ensaio de baixos custo e complexidade de execução, de permitir a colheita de amostras remexidas para ensaios de identificação e do resultado obtido ser correlacionável, após a realização das devidas correções, com a compacidade dos solos arenosos e a consistência dos solos argilosos.

Apesar disto, é de salientar que este ensaio, devido às suas características, é pouco significativo no caso dos solos argilosos moles, pelo que a sua aplicação é diminuta, mas no que se refere aos solos arenosos, este já permite a obtenção de algumas características mecânicas, como o ângulo de atrito (ϕ).

Relativamente aos ensaios CPT e CPTU (Figura 4.6), devido à quantidade e qualidade da informação que podem fornecer, são atualmente dos ensaios “*in situ*” mais correntemente aplicados nas campanhas de prospeção geotécnica.

Este tipo de ensaios é totalmente automatizado, pelo que torna os seus resultados totalmente reproduzíveis e, habitualmente, são acompanhados de sondagens de furação, para inspeção do terreno, já que é impossível a recolha de amostras no decorrer dos mesmos.

O ensaio CPT baseia-se na cravação contínua no terreno, a uma taxa constante, de uma ponteira de aço que acopla uma extremidade cónica e uma manga, através de um sistema hidráulico ou mecânico. À medida que se dá a penetração, este ensaio permite a medição da resistência de ponta (q_c) e da resistência lateral (f_s).

O ensaio CPTU só difere do ensaio CPT no facto de, para além de medir as resistências de ponta e lateral, aquele também medir a pressão na água dos poros (u), junto à ponteira, o que é bastante útil na interpretação qualitativa dos registos obtidos, particularmente no que se refere à identificação estratigráfica, já que os solos arenosos, sendo mais permeáveis do que os argilosos, normalmente apresentam um excesso de pressão neutra próxima de zero.

Deste modo, o ensaio CPT(U) apresenta a vantagem de ser o único capaz de fornecer um registo de resultados contínuo em profundidade, permitindo distinguir a presença de camadas de solos de pequena espessura intercaladas em estratos de grande possança.



Fig.4.6 – Ensaio CPT(U): a) cones e equipamentos de registo de dados; b) equipamento de cravação [93]

A partir dos parâmetros medidos podem estabelecer-se correlações, que permitem determinar algumas das propriedades mecânicas mais relevantes dos solos, como o ângulo de atrito (ϕ'), a resistência não drenada (c_u) e o módulo de Young (E).

Por fim, o ensaio de corte rotativo ou *vane test*, como é vulgarmente designado, é o ensaio mais indicado para a determinação da resistência não drenada (c_u) de solos coesivos, nomeadamente de solos argilosos brandos. Este ensaio é realizado com o auxílio de um molinete, que é uma ferramenta caracterizada por possuir quatro lâminas retangulares soldadas a uma vara central (Figura 4.7). Essencialmente, o ensaio consiste na transmissão de um momento torsor (M_t) ao molinete, através de um dispositivo mecânico situado à superfície, que o obriga a rodar com uma velocidade de rotação (θ) constante.

Há que salientar no entanto, que de acordo com o EC7, a resistência não drenada (c_u) determinada necessita de um coeficiente de correção, baseado na experiência do local e dependente, por exemplo, do limite de liquidez, do índice de plasticidade e da tensão efetiva vertical.

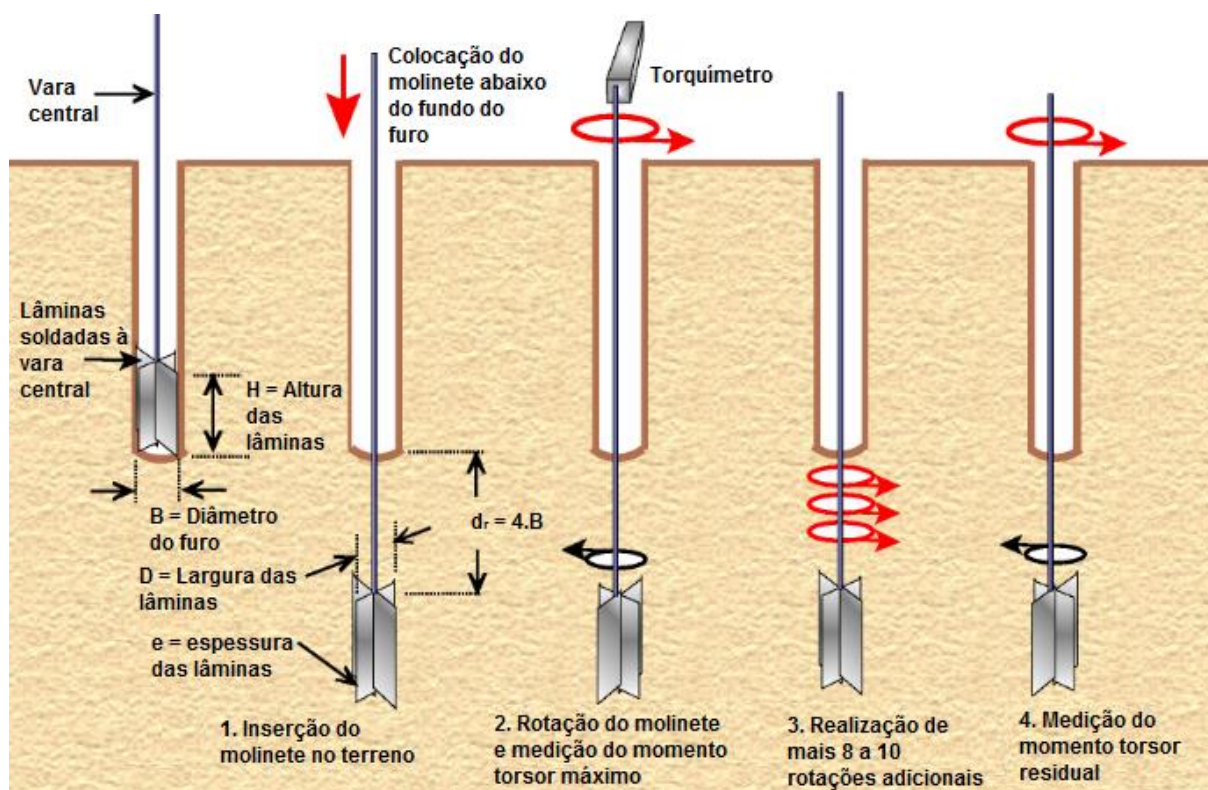


Fig.4.7 – Esquema do ensaio de corte rotativo [97]

4.3.4. ENSAIOS HIDRÁULICOS

Os estudos acerca da existência de água no solo, bem como do seu comportamento, possuem uma significativa importância nas obras de reforço de fundações e a sua realização é feita durante a fase de prospeção. Assim sendo, o nível freático da água e a sua variação sazonal podem ser determinados através da instalação de piezômetros no terreno e quanto às propriedades hidráulicas do solo, estas podem ser avaliadas através de ensaios de campo, como os ensaios *Lefranc* e *Lugeon*.

O piezômetro é um dispositivo que possibilita a medição da pressão da água num ponto situado no interior do maciço. Verifica-se que em grande parte dos casos, o nível atingido pela água no piezômetro corresponde ao do nível freático na vertical do piezômetro (Coelho, 1996).

Quanto ao ensaio *Lefranc*, este consiste, fundamentalmente, em injetar ou bombear água numa cavidade de geometria conhecida, previamente aberta no fundo de um furo, no local onde se pretende determinar a permeabilidade. O furo deve estar preparado de tal forma que a circulação da água se faça apenas pela cavidade realizada no seu fundo e não pelas paredes do furo. Este ensaio pode ser executado com carga hidráulica constante (injeta-se ou bombeia-se um caudal constante) ou variável (injeta-se ou bombeia-se um dado volume de água) (Coelho, 1996).

Como este ensaio só permite determinar a permeabilidade local e tendo em consideração que este é um ensaio cujo tempo e custos de execução são relativamente baixos, é importante que se realize um número significativo de ensaios, para que se possa ter um melhor conhecimento sobre a permeabilidade geral.

Por último, refere-se o ensaio *Lugeon* (Figura 4.8), análogo ao ensaio *Lefranc*, uma vez que este também consiste na injeção de água num furo de sondagem. A água é injetada radialmente, a uma pressão constante, no trecho do furo onde se pretende fazer a medição, e após o estabelecimento do seu regime de escoamento permanente, mede-se a quantidade de água que entra para o maciço durante 10 minutos (Lima, 2010).

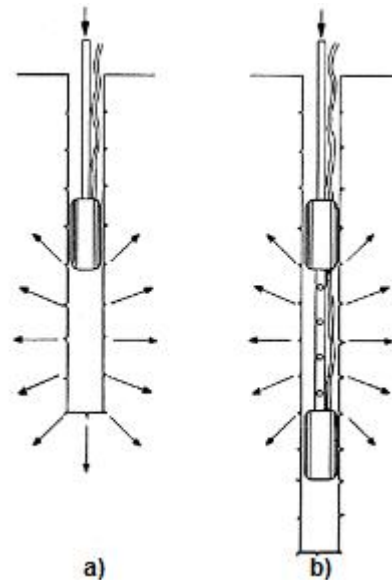


Fig.4.8 – Esquema do ensaio *Lugeon*: a) obturador simples; b) obturador duplo [48]

4.3.5. ENSAIOS LABORATORIAIS

A grande vantagem da utilização de ensaios laboratoriais para a caracterização mecânica dos solos, reside no facto de, geralmente, ser possível uma clara definição do estado de tensão (tensões totais, pressões neutras e tensões efetivas), do estado de deformação e das condições de drenagem, dos solos ensaiados. Assim sendo, torna-se possível a interpretação dos seus resultados à luz de diversas teorias, o que permite determinar os diferentes parâmetros definidores do seu comportamento mecânico (Matos Fernandes, 2011).

As suas limitações relacionam-se fundamentalmente com a incapacidade de obter amostras indeformadas (a não ser através de técnicas sofisticadas muito dispendiosas), nomeadamente dos solos arenosos, e com a dimensão e número dos elementos ensaiados.

Por fim, refere-se que os ensaios de laboratório podem ser divididos em ensaios de identificação (granulometria e limites de Atterberg), de avaliação dos índices físicos (teor em água, índice de vazios, peso volúmico, etc.) e ensaios mecânicos ou hidráulicos (edométricos, triaxiais, deformação plana, corte simples, etc.). Pelo facto de, em geral, os ensaios laboratoriais serem caros e demorados, há que ser moderado no seu uso, exigindo-se bastante na sua execução para ser possível a obtenção de resultados de boa qualidade.

5

REFORÇO DE FUNDAÇÕES POR CONSOLIDAÇÃO, ALARGAMENTO DA BASE E RECALCE

5.1. CONSOLIDAÇÃO DO MATERIAL DE FUNDAÇÃO

5.1.1. PREÂMBULO

Como referido em 3.7.5, uma das frequentes patologias em fundações de alvenaria é o facto do material se encontrar muitas vezes desagregado, devido por exemplo à percolação das águas subterrâneas, bem como à sua agressividade, quando ocorrem eventuais vazamentos das condutas de águas residuais. A desagregação das fundações de alvenaria pode ocorrer também devido à própria precariedade dos seus materiais constituintes e à deficiente aplicação das técnicas construtivas durante a sua execução. Os assentamentos diferenciais de grande amplitude são outra das causas apontadas para a formação de fissuras e desagregações das mesmas.

Através da avaliação da condição das fundações, pode assim justificar-se a realização de uma intervenção nas mesmas no sentido de melhorar as suas características físicas e mecânicas, através da sua consolidação.

A consolidação do material das fundações é uma técnica que consiste na injeção de calda de cimento ou de resinas que preenchem os vazios existentes, permitindo assim uma alteração das características da alvenaria de fundação.

Segundo Appleton (2011), os materiais de injeção possíveis de aplicar são vários, dos quais se destacam as caldas de cimento estabilizadas com bentonite ou cal, caldas de cimento especiais, caldas de silicatos de potássio ou sódio e resinas epoxídicas. Este último material, apesar das suas excelentes características, é pouco utilizado devido ao seu elevado custo. Quando não se colocam grandes exigências em termos de resistência mecânica, tem sido comum o recurso a resinas de poliéster.

Este tipo de atuação tem em si a vantagem de, em geral, não necessitar de escavações e de ser um processo relativamente rápido quando comparado com outros meios de reforço.

Apesar disto, a consolidação das fundações por injeções apresenta a desvantagem do resultado obtido ser um pouco incerto, devido à liberdade de movimentos que o material consolidante possui, durante o processo de injeção, já que este pode ter a tendência de se deslocar para os locais de menor pressão, levando a uma distribuição heterogénea (Pires, 2009).

Uma das soluções existentes para contrariar esta possível distribuição heterogénea, diminuindo consequentemente as incertezas, é a realização de uma estrutura de contenção no local de injeção. Esta

pode ser executada através da cravação de chapas metálicas ou utilizando muretes de betão pré-fabricados ou executados no local (Mascarenhas, 2012).

Para estas duas últimas opções (muretes pré-fabricados ou não), é indispensável a realização de escavações, o que torna os trabalhos de reforço mais onerosos.

Após os trabalhos de consolidação pode-se admitir que as alvenarias passam a estar enquadráveis nas alvenarias íntegras de boa qualidade, podendo-se obter resistências à compressão dez vezes superiores à da alvenaria desagregada, antes da consolidação. Deste modo, julga-se que esta é uma solução de máximo interesse, pela generalidade de situações em que pode ser aplicada, já que interessa a todas as alvenarias (Appleton, 2011).

5.1.2. EQUIPAMENTOS

Os equipamentos necessários para a execução dos trabalhos de consolidação são (Figura 5.1):

- Uma misturadora, que permite a mistura dos constituintes do material de consolidação a injetar;
- Uma bomba de injeção, que disponibiliza a pressão de injeção necessária;
- Mangueiras flexíveis, que ligam a misturadora à bomba de injeção, e esta última à ponteira de injeção, permitindo assim a circulação do material de consolidação;
- Ponteira injetora, que permite a injeção do material de consolidação, sendo por isso colocada nas zonas da fundação a tratar.



Fig.5.1 - Equipamento de injeção do material de consolidação [99]

É importante referir que a bomba de injeção pode não ser necessária, nomeadamente nos casos onde a injeção da calda ou da resina se faz por gravidade.

5.1.3. FASES DE EXECUÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO DA ALVENARIA DE FUNDAÇÕES

5.1.3.1. Considerações iniciais

Os trabalhos de consolidação de alvenarias de fundações são relativamente simples, compreendendo geralmente as seguintes fases:

- Perfuração da fundação na zona a tratar;
- Colocação da ponteira de injeção no furo realizado;

- Injeção da calda ou resina de tratamento;
- Remoção da ponteira de injeção.

No caso dos trabalhos de consolidação se realizarem com contenção periférica, a estas fases são acrescentadas:

- A cravação da estrutura de contenção, no caso das chapas metálicas;
- Ou a escavação e colocação/execução da estrutura de contenção, no caso dos muretes de betão (pré-fabricados ou executados no local).

5.1.3.2. Fases de execução da consolidação sem estrutura de contenção

A furação da fundação é realizada através de um equipamento de perfuração adequado, podendo ser realizada, por exemplo, através da técnica de carotagem, até à profundidade desejada. Após a execução do furo, a ponteira de injeção é colocada no seu interior, descendo até ao seu fundo, de modo a que o material não caia de uma grande altura, nem forme bolhas de ar. Estando a ponteira corretamente posicionada, dá-se início ao processo de injeção do material consolidante (Figura 5.2). À medida que a injeção vai ocorrendo, vai-se subindo a ponteira de injeção até o processo estar concluído. Por fim retira-se a ponteira.



Fig.5.2 - Esquema da consolidação de fundações sem estrutura de contenção [55]

Quanto à injeção da calda ou resina de consolidação, esta pode ser feita por gravidade ou a baixas pressões (0,1 a 0,2 MPa), de modo a não se provocarem danos na alvenaria das fundações existentes. Caso se opte, ou seja necessário conferir alguma pressão de injeção, a sua graduação é realizada a partir de ensaios prévios que possibilitem a caracterização da resistência e permeabilidade da alvenaria. Outra solução passa pela realização de um processo iterativo durante o procedimento de execução, iniciando-se com pressões muito baixas e procedendo-se às devidas correções, à medida que se avalia a efetiva capacidade de colmatação dos vazios (Appleton, 2011).

5.1.3.3. Fases de execução da consolidação com estrutura de contenção

Quando se considera que há o risco da distribuição da calda se realizar de uma forma heterogênea, e se opta pela realização de uma estrutura de contenção, existem duas hipóteses possíveis. Como referido, uma solução para a realização da estrutura de contenção é a cravação de chapas metálicas no terreno,

nas proximidades da fundação (Figura 5.3). A outra solução consiste na execução de uma escavação para a colocação de muretes de betão pré-fabricados ou realizados no local (Figura 5.4).

Nas duas soluções as fases de perfuração, colocação da ponteira, injeção e remoção da ponteira, são realizadas após a construção das estruturas de contenção e decorrem da mesma forma descrita anteriormente para a consolidação de fundações sem contenção.

Relativamente à execução das estruturas de contenção, esta processa-se do modo a seguir descrito.

Quanto à solução por chapas metálicas, a sua execução é relativamente simples, já que é um material pré-fabricado. Assim sendo, esta processa-se do seguinte modo:

- As chapas são colocadas justapostas e verticalmente relativamente ao terreno no local pretendido;
- Seguidamente procede-se à sua cravação por percussão ou vibração com um equipamento adequado.

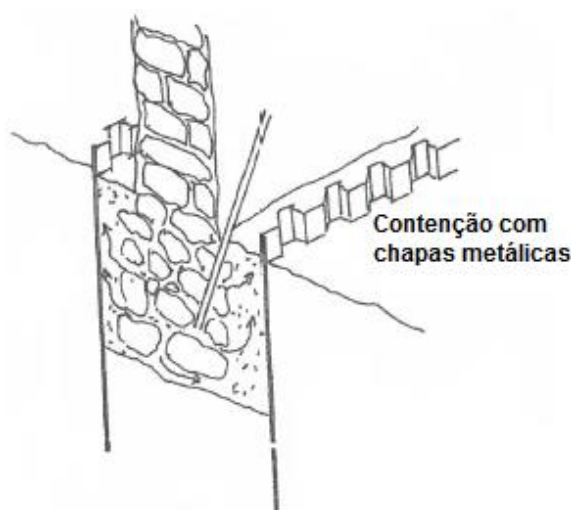


Fig.5.3 – Esquema da consolidação com auxílio de chapas metálicas [adaptado de 55]

Relativamente à solução por muretes de betão pré-fabricados ou executados no local, a sua concretização é feita do seguinte modo:

- a) Muretes de betão pré-fabricado:
 - Realização da escavação do solo nas proximidades da fundação;
 - Colocação dos muretes de cada um dos lados da fundação;
 - Escoramento dos muretes contra o solo escavado;
- b) Muretes de betão executados no local:
 - Realização da escavação do solo nas proximidades da fundação;
 - Realização da cofragem dos muretes;
 - Betonagem dos muretes;
 - Remoção da cofragem, após o betão ganhar presa e a resistência adequada;
 - Escoramento dos muretes contra o solo escavado.

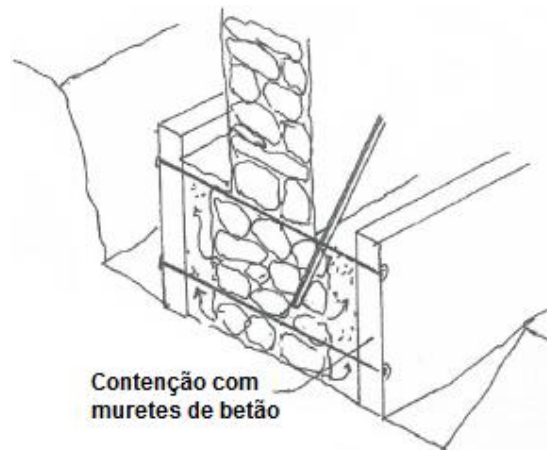


Fig.5.4 – Esquema da consolidação com auxílio de muretes de betão [adaptado de 55]

5.2. ALARGAMENTO E RECALCE DE FUNDAÇÕES

5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Quando a capacidade de carga do terreno de fundação é suficiente e se pretenda corrigir uma deficiente execução das fundações, tanto em fase de projeto como em obra, o aumento da área de contacto entre a fundação e o terreno afigura-se como uma solução bastante interessante (Appleton, 2011) (Figura 5.5).

Esta solução torna-se também relevante para fazer face a aumentos de cargas transmitidas ao terreno, quer seja pela realização de rearranjos estruturais ou pelo aumento das sobrecargas nos edifícios. Todas estas situações originam a criação de pressões excessivamente elevadas no terreno de fundação, podendo por em causa a segurança da estrutura.

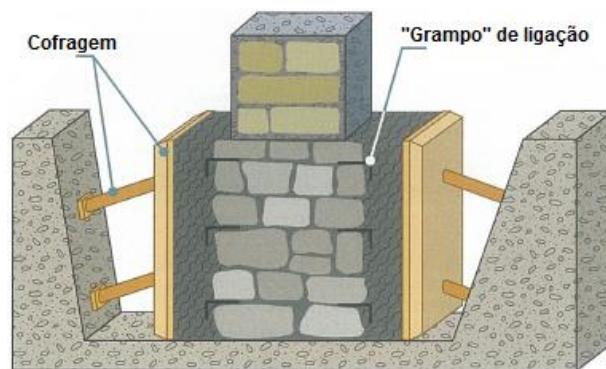


Fig.5.5 – Esquema do reforço de fundação por alargamento da sua base [2]

Deste modo, sendo a tensão o quociente entre a carga aplicada e a área, pelo alargamento da área de contacto entre as fundações e o terreno, consegue-se diminuir a tensão transmitida ao mesmo.

Esta solução de reforço pode possuir diversas geometrias (Figura 5.6) e é apenas aplicada em fundações superficiais. Esta pressupõe também a adoção de medidas bastante exigentes na sua execução, que visam promover não só uma correta ligação entre a fundação existente e os novos elementos, mas também assegurar a estabilidade das estruturas, principalmente das mais antigas (Borges e Moreira, 2014).

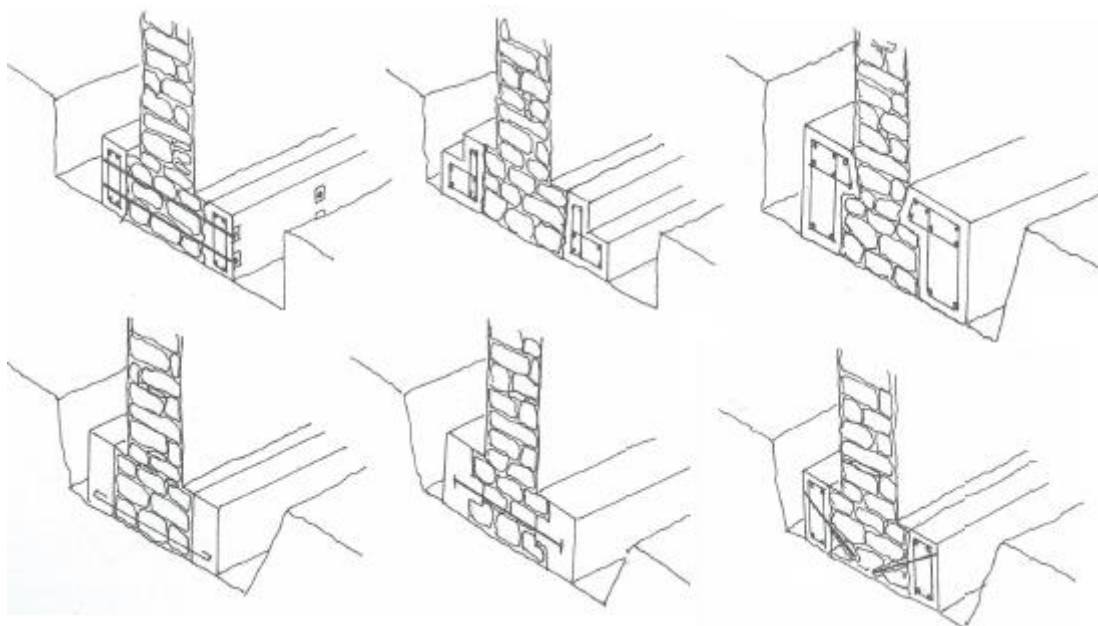


Fig.5.6 – Esquema de algumas geometrias possíveis aplicadas no alargamento de fundações contínuas [55]

Para aplicar este tipo de solução deve-se numa primeira fase aliviar as cargas transmitidas à fundação, recorrendo a escoramentos ou a macacos hidráulicos, para que no final dos trabalhos e após a retirada destes elementos, as cargas aplicadas na fundação reforçada sejam distribuídas uniformemente por toda a sua secção.

No caso das fundações contínuas, devido à grande complexidade da tarefa, o seu reforço deve ser executado por troços, sucessivamente escavados e betonados, com betão simples ou armado, geralmente ligado à fundação existente através de varões de aço (Figura 5.7a) ou por uma cintagem de betão armado (Figura 5.7b).

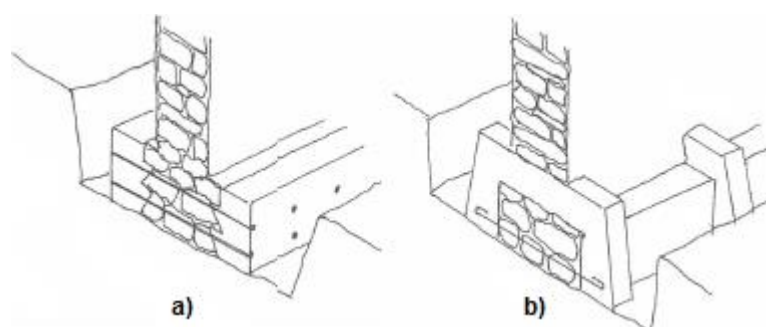


Fig.5.7 – Ligação do alargamento à fundação existente através: a) de varões; b) cinta de betão armado [55]

A solução por alargamento pode ser também conjugada com um reforço da fundação executado sobre a mesma, o que obriga a realizar o atravessamento da própria fundação ou da parede que suporta (Figuras 5.8a e 5.8b). Normalmente, este reforço é materializado através de carlingas pré-fabricadas (vigas transversais) que se apoiam no alargamento executado (longarinas).

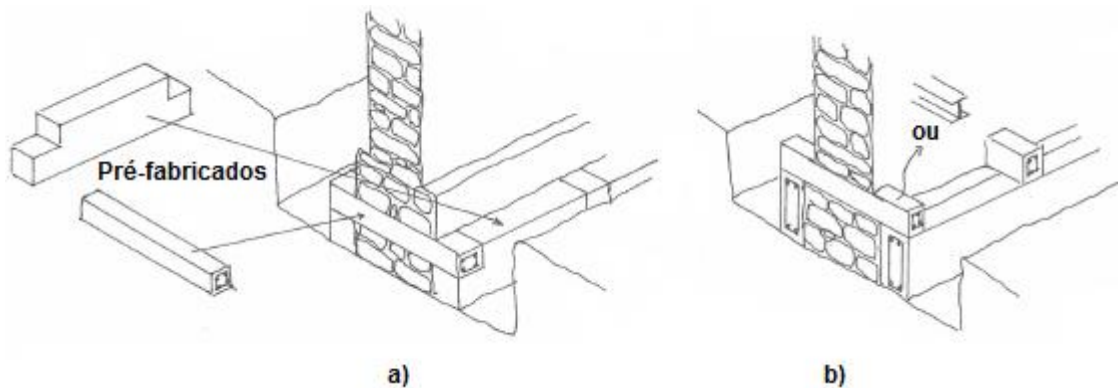


Fig.5.8 – Alargamento conjugado com reforço da fundação: a) atravessando a própria fundação; b) atravessando a parede assente na fundação [55]

Refere-se também que o alargamento das fundações é uma solução que pode ser executada dos dois lados ou só de um dos lados das mesmas, situação corrente quando existe uma propriedade vizinha contígua, como ilustrado na Figura 5.9.

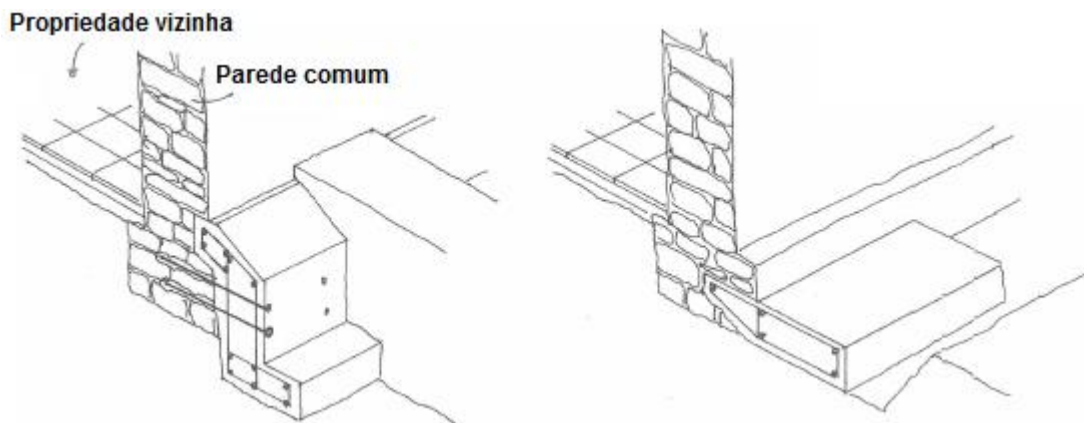


Fig.5.9 – Alargamento executado só de um lado da fundação [55]

Em qualquer destas soluções, é necessária uma especial atenção quanto aos seguintes aspetos (Appleton, 2011):

- Avaliação das cargas totais na fundação;
- Avaliação das sobrecargas totais na fundação;
- Determinação da pressão de compressão no solo, para as cargas permanentes, considerando a largura da base da fundação;
- Determinação da pressão no solo, para as sobrecargas, considerando a largura total da fundação, após o reforço;
- Sobreposição dos estados de tensões anteriormente calculados, de modo a verificar-se a segurança do solo em relação à rotura;
- Verificação da segurança das superfícies de contacto entre o betão novo e a alvenaria existente, considerando como tensão de corte a da alvenaria (valores de referencia da ordem de 0,1 MPa são razoáveis) e entrando em conta com a resistência ao corte dos ligadores, se aplicados; os critérios a adotar nestes poderão ser o de armadura de costura em elementos prefabricados de betão. No entanto, deve acentuar-se o desconhecimento que existe acerca do comportamento destas ligações, pelo que um critério prudente é minimizar a sua capacidade resistente, considerando, para efeitos de dimensionamento, apenas metade do valor teórico.

Quando a camada superficial do solo de fundação se revela inadequada, uma solução lógica, que se afigura como bastante eficaz, é a realização do recalçamento das fundações (Figura 5.10). Esta solução baseia-se, essencialmente, na substituição, por betão simples ou armado, da camada de solo de fracas características, até uma profundidade onde se encontre uma camada de solo com características mecânicas apropriadas.

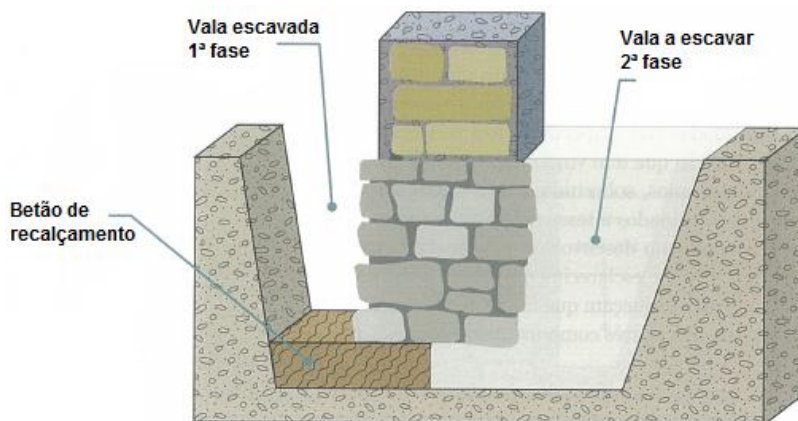


Fig.5.10 – Esquema do reforço de fundação por recalçamento [2]

Tal como no caso do reforço por alargamento, esta solução é também aplicada só a fundações diretas. Porém, contrariamente àquela, o recalçamento pode ser uma solução de reforço superficial ou profunda (através de poços ou pegões), consoante a profundidade a que se encontra a camada de solo de competência suficiente.

O recalçamento das fundações contínuas é também uma solução que, pela sua complexidade, deve ser realizada por troços, sucessivamente escavados e infrabetonados.

Para ser convenientemente realizado, permitindo uma uniforme distribuição das cargas em toda a secção da fundação após o seu recalce, este é um trabalho que necessita do escoramento da estrutura, pelo menos parcial, de tal forma que se minimizem as cargas transmitidas às fundações, nas zonas onde decorre o recalçamento.

A nível de projeto, esta solução não oferece grandes dificuldades, justificando-se, no entanto, chamar a atenção para as principais verificações a realizar (Appleton, 2011):

- Determinação das cargas transmitidas à fundação. Esta tarefa baseia-se no cálculo dos pesos efetivos dos distintos elementos de construção interessados, das sobrecargas aplicadas e previsíveis, durante a construção, e tendo em conta a área de influência da parede correspondente à fundação em estudo;
- Avaliação da carga máxima que pode ser transmitida ao terreno tendo em conta o descalçamento da fundação que esta técnica implica;
- Determinação da área total final de contacto entre o solo e a fundação, tendo em conta as cargas máximas previsíveis. Regularmente, esta verificação apenas tem de ser feita para as forças verticais, e verificando-se também a segurança em relação à rotura do solo e à deformação da fundação;
- Determinação da altura mínima do enchimento de recalçamento, tendo em conta as características de resistência do betão aplicado, e fazendo a verificação da segurança ao corte provocado pela base da fundação existente na superfície de contacto com o betão novo;
- Sendo o recalçamento executado por fases, é necessário garantir a ligação entre o betão novo e o material da fundação, o que implica cuidados especiais na escolha dos materiais e na forma

como se executam as juntas de betonagem, podendo mesmo recorrer-se à colocação de elementos metálicos de ligação entre os materiais;

- É necessário garantir a mobilização de toda a fundação, após o reforço, sendo assim impreterível garantir o contacto efetivo entre a fundação existente e o recalçamento, após a desmobilização dos escoramentos.

Por fim, chama-se a atenção para a frequente associação da técnica de recalçamento com a técnica de alargamento, da qual a Figura 5.11 é exemplo.

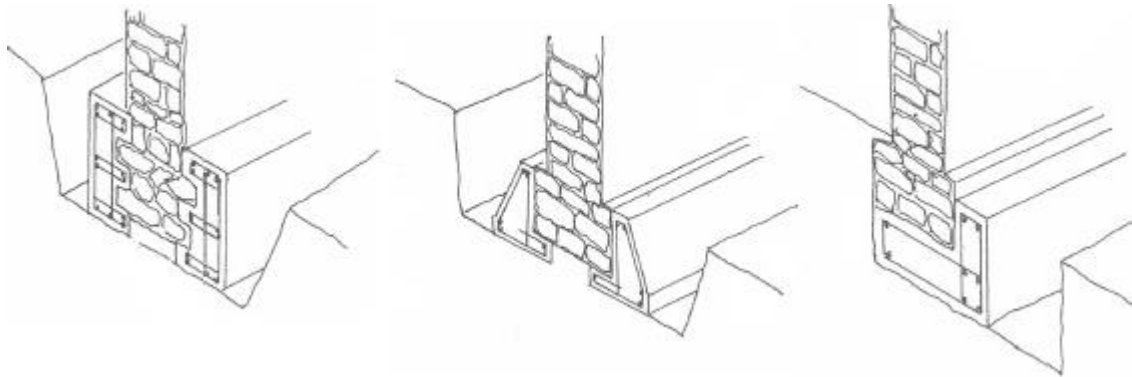


Fig.5.11 – Esquema representativo de diferentes soluções mistas por recalce e alargamento [55]

Relativamente aos esquemas apresentados ao longo das próximas subsecções refere-se que estes seguem de perto o apresentado por Mascarenhas (2012).

5.2.2. SISTEMAS DE SUPORTE TEMPORÁRIO

A necessidade de executar um sistema de suporte temporário (Figuras 5.12 e 5.13) durante os trabalhos de reforço de fundações por alargamento ou recalce (ou ambos) é essencialmente controlada pela integridade da estrutura intervencionada, pelo efeito do aumento temporário das pressões no solo das proximidades da zona de reforço e pela extensão do troço escavado para a realização do reforço da fundação.

Deste modo, estes sistemas são absolutamente cruciais, por exemplo, no suporte de paredes de edifícios antigos assentes em fundações em mau estado e quando os comprimentos dos troços de solo escavados são suficientemente grandes para provocar assentamentos, devidos ao aumento de pressões no solo próximo da escavação, causado pela redistribuição das mesmas, das zonas mais frágeis para as mais resistentes, pelo desenvolvimento do efeito de arco.

Para além disto, estes sistemas também permitem o alívio das cargas transmitidas às fundações, que como já referido, é importante para que as cargas sejam transferidas uniformemente às mesmas, após o seu reforço.

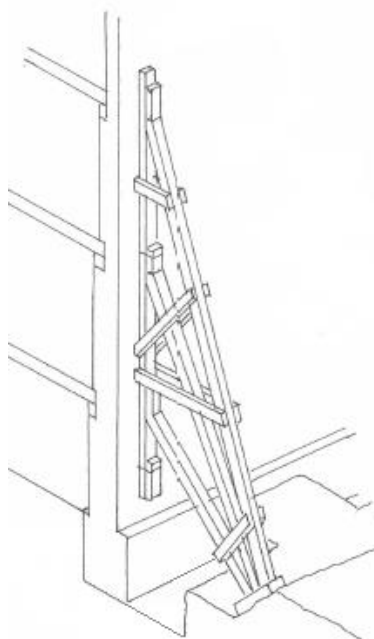


Fig.5.12 – Esquema de escoramento possível durante os trabalhos de alargamento da fundação [55]

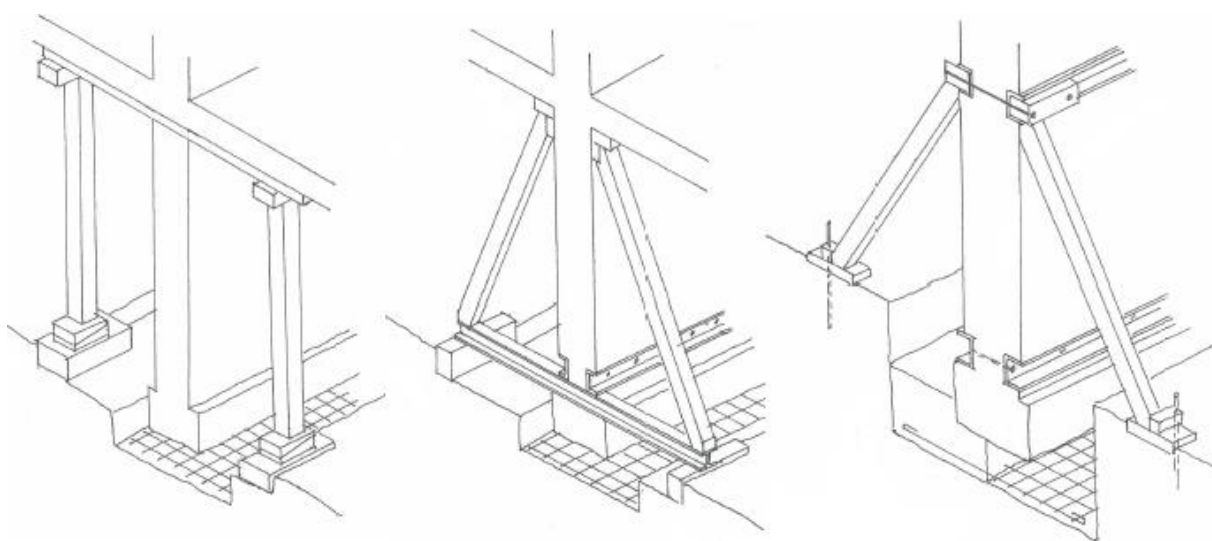


Fig.5.13 – Esquemas de escoramento possíveis durante os trabalhos de recalce da fundação [55]

5.2.3. ALARGAMENTO DE SAPATAS ISOLADAS

5.2.3.1. Considerações iniciais

O reforço de sapatas isoladas, através do seu alargamento, é possível de ser executado cinturando-a com um espartilho de betão armado, tal como se representa na Figura 5.14.

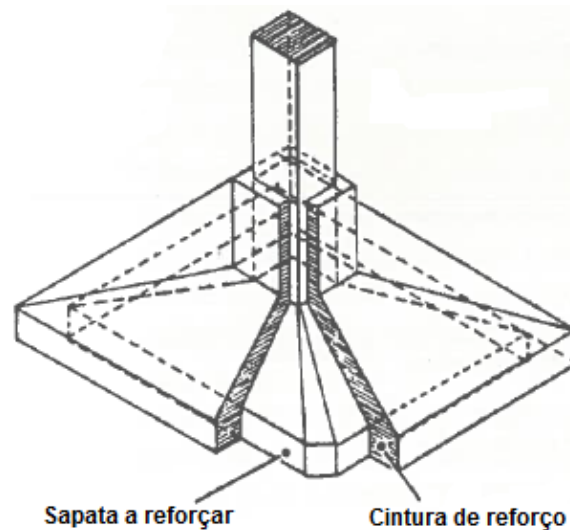


Fig.5.14 – Esquema de reforço de uma sapata isolada por alargamento [22]

Tirando partido do efeito de retração do betão realiza-se o aperto do betão novo contra o núcleo da sapata original, que para o efeito foi previamente repicado, para uma maior aderência. Sendo este aperto fundamental para o funcionamento do reforço, deve ser construída uma armadura de cintagem adequada que contorne a base da sapata existente, e até, eventualmente, atravessando a mesma (Coelho, 1996).

A zona envolvente do pilar deverá ter uma altura que evite tensões excessivas (compressão e corte) no material do pilar. Também é útil proceder à suspensão da sapata antes de ser reforçada, pelas razões já apontadas.

5.2.3.2. Fases de execução do alargamento de sapatas isoladas

O reforço de sapatas isoladas por alargamento é uma operação que envolve, usualmente, as seguintes fases:

- Escavação do terreno no local da fundação a intervir, com equipamento adequado, de modo a torná-la acessível aos trabalhos;
- Limpeza cuidadosa da fundação, de forma a assegurar uma boa aderência do betão de reforço;
- Picagem superficial da fundação, para se obter uma superfície rugosa de maior aderência (caso se justifique);
- Aplicação de um produto ligante, como resinas epoxídicas, para se obter uma aderência extra entre o betão novo e o material da fundação;
- Caso o alargamento da fundação seja em betão armado, procede-se à execução da armadura de cintagem a contornar toda a base da sapata e, caso seja necessário, executa-se a furação da mesma para introdução de varões, fixados, por exemplo, através de buchas químicas (Figuras 5.15a, 5.15b e 5.15b.1);
- Seguidamente realiza-se a cofragem do reforço, de acordo com a geometria definida em projeto (Figura 5.15c);
- Posteriormente realiza-se a betonagem;
- Por fim, após se dar a presa do betão e este possuir a resistência necessária remove-se a cofragem.



Fig.5.15 – Reforço das fundações isoladas por alargamento, na obra de requalificação do Mercado do Bom Sucesso: a) introdução dos varões nos furos realizados na fundação; b) e b.1) construção da armadura de cintagem; c) construção da cofragem [85]

5.2.4. ALARGAMENTO DE FUNDAÇÕES CONTÍNUAS

5.2.4.1. Considerações iniciais

Como mencionado em 5.2.1, o reforço das fundações por alargamento pode ser realizado pela execução de vigas longitudinais (longarinas) em betão simples ou armado, adjacentes às fundações existente, ligadas a estas através de resinas ou cabos de pré-esforço (por exemplo). Como também foi referido, esta solução também pode ser conciliada com a execução de um reforço superior através de carlingas, que atravessam a fundação ou a parede assente sobre esta, apoiando-se nas vigas longitudinais construídas.

O modo operativo mais corrente consiste em executar os atravessamentos da fundação com as carlingas de betão armado, ligadas por sua vez, às longarinas também de betão armado, bordando a fundação primitiva.

O espaçamento desses atravessamentos é de poucos metros e depende do tipo de material de fundação e da sua altura, bem como da altura da parede acima dessa fundação e das respetivas ligações. A

largura das longarinas é determinada de modo a que a área de contacto fundação-terreno, resultante da soma da área da fundação inicial e da área destas longarinas, seja a pretendida.

5.2.4.2. Fases de execução do alargamento de fundações contínuas

O reforço de fundações contínuas por alargamento é um trabalho que envolve, usualmente, as seguintes fases:

- Escavação do solo por troços alternados, com um equipamento adequado, de forma a tornar visível o local da fundação a intervir, e tirar partido do efeito de arco que se desenvolve na parede e na fundação em direção ao solo das zonas não escavadas (Figura 5.16);

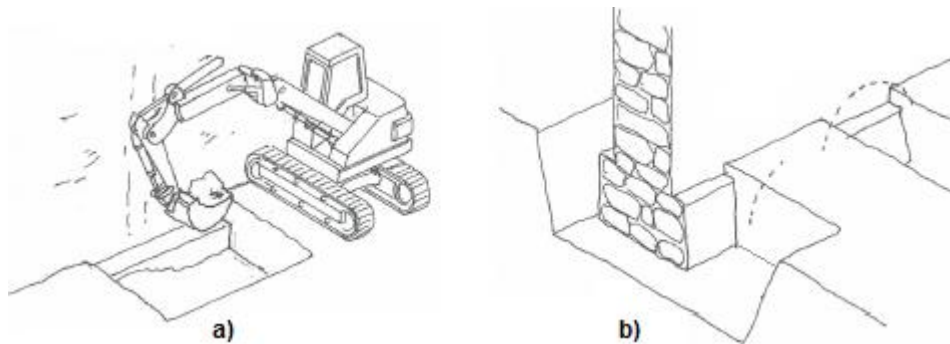


Fig.5.16 – Escavação do terreno por troços alternados: a) equipamento de escavação; b) fundação visível e acessível aos trabalhos [55]

O efeito de arco que se desenvolve, permite a redistribuição das pressões das zonas mais frágeis (locais escavados) para as zonas mais resistentes (locais não escavados), o que permite realizar os trabalhos de reforço das fundações sem colocar em perigo a segurança da estrutura.

- Após a fundação ficar acessível, procede-se ao seu corte (também por troços) com um equipamento adequado, como por exemplo um disco (Figura 5.17);

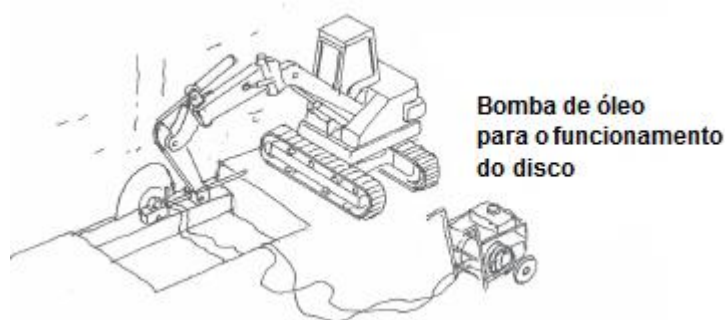


Fig.5.17 – Corte da fundação através de um disco [55]

- Perfuração da fundação existente, com um equipamento adequado, limpeza da mesma e introdução de varões de aço (de ligação entre a fundação existente e o reforço) fixados por buchas químicas (Figuras 5.18a e 5.18b);

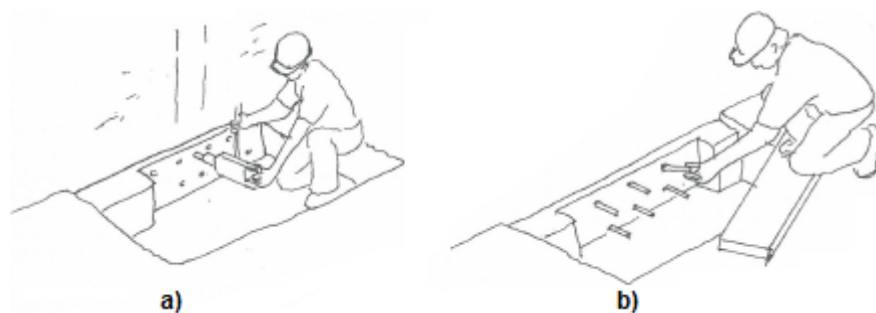


Fig.5.18 – Trabalho na fundação existente: a) perfuração; b) introdução dos varões fixados por buchas químicas [55]

- Seguidamente, caso o reforço seja em betão armado, procede-se à execução da armadura e da cofragem (Figura 5.19);

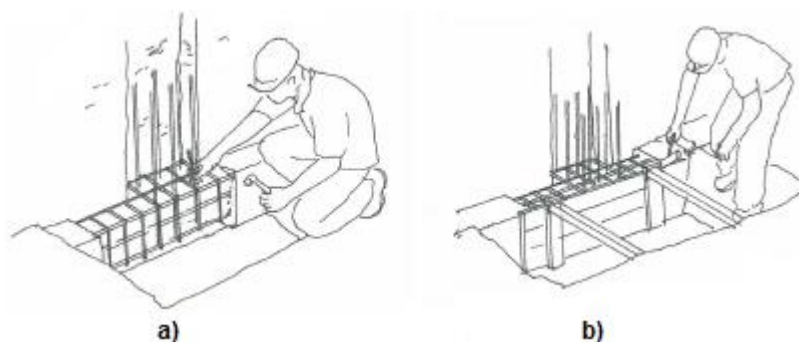


Fig.5.19 – Trabalho na fundação existente: a) realização da armadura; b) execução da cofragem [55]

- Posteriormente efetua-se a betonagem do reforço;
- Por último, após o tempo de cura do betão e este ter ganho a resistência adequada remove-se a cofragem (Figura 5.20).

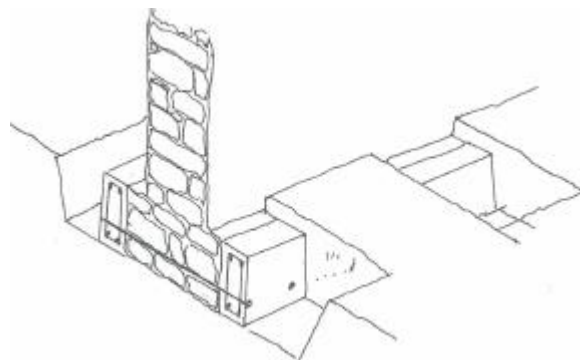


Fig.5.20 – Visão geral do trabalho de reforço por alargamento [55]

Caso o alargamento se faça conjuntamente com carlingas, além das fases anteriormente descritas, são acrescentadas ao processo as seguidamente apresentadas:

- Realização de um rasgo atravessando a fundação ou a parede, com as dimensões necessárias para a introdução das carlingas;
- Limpeza da abertura realizada;
- Eventual aplicação de um material ligante, para uma melhor aderência entre o material da fundação (ou da parede) e as carlingas (caso seja necessário);

- Colocação das carlingas pré-fabricadas, apoiando-as no alargamento efetuado (Figura 5.21).

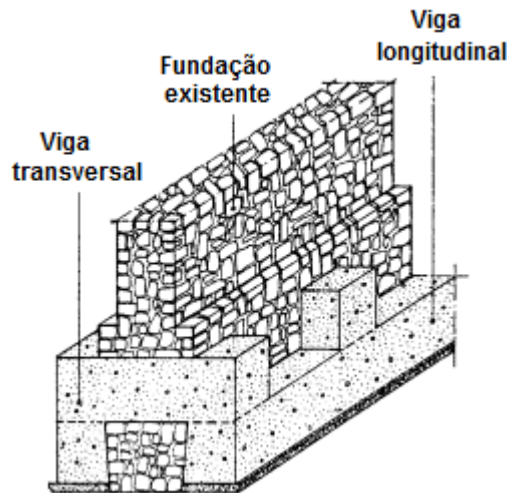


Fig.5.21 – Esquema de alargamento com reforço superior [9]

5.2.5. RECALCE DE FUNDAÇÕES

5.2.5.1. Considerações iniciais

Como referido em 5.2.1, o recalçamento das fundações é uma solução de reforço adotada quando a camada superficial do solo de fundação não é adequada para receber os níveis de carga que as fundações lhe estão a transmitir. Deste modo, para fazer face a este problema, substitui-se essa camada superficial do solo de fundação, de fracas características mecânicas, por betão simples ou armado, até à profundidade onde se encontra solo com características suficientes para receber as cargas transmitidas pelas fundações.

O recalçamento é uma solução de reforço que tanto pode ser aplicada em sapatas isoladas, como em fundações contínuas. Nas duas situações as fases de execução do método são as mesmas, diferindo apenas no facto de, no caso das fundações contínuas, devido à sua grande extensão, a escavação realizada ser efetuada por troços alternados ao longo do comprimento da mesma.

Tal como o reforço por alargamento, o recalçamento de fundações contínuas pode ser executado em simultâneo pelos dois lados das mesmas, ou caso haja alguma restrição, como a presença de estruturas vizinhas, só de um dos seus lados.

Também como referido, esta é uma solução de reforço que pode ser superficial ou profunda, dependendo da profundidade até à qual é necessário realizar o reforço.

Seguidamente, descrevem-se então as fases de execução habitualmente aplicadas na realização de recalces superficiais e profundos.

5.2.5.2. Fases de execução de recalces superficiais de fundações

O reforço de fundações por recalçamento superficial pode ser executado com cofragem do elemento de reforço, ou através da sua moldagem contra o terreno.

Assim sendo, quanto à solução com cofragem, as fases envolvidas no recalce são, usualmente, as seguintes:

- Escavação do solo por troços alternados, com um equipamento adequado, de forma a tornar visível o local da fundação a intervir, e tirar partido do efeito de arco que se desenvolve na parede e na fundação em direção ao solo das zonas não escavadas (Figura 5.22). Esta deve ser realizada até a uma profundidade onde o solo apresente boas características mecânicas;

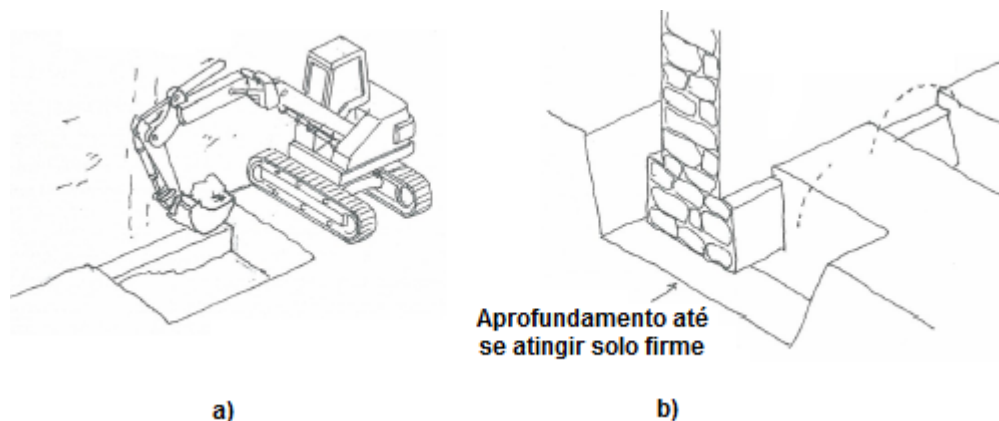


Fig.5.22 – Escavação do terreno por troços alternados: a) equipamento de escavação; b) fundação visível e acessível aos trabalhos [55]

- Após a fundação ficar acessível aos trabalhos, procede-se à limpeza da mesma e do local onde se vai construir o reforço;
- Seguidamente executa-se o betão de limpeza e após a sua presa, inicia-se a construção da armadura do recalce (Figura 5.23);

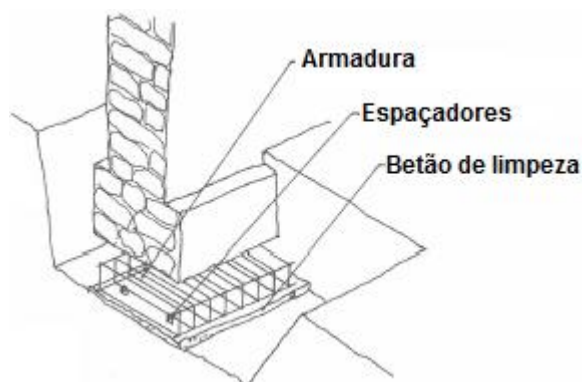


Fig.5.23 – Execução do betão de limpeza e da armadura do recalce [55]

- Finalizada a montagem da armadura, executa-se a cofragem do elemento de reforço, de acordo com a geometria definida em projeto, procedendo-se à sua betonagem de seguida (Figura 5.24);

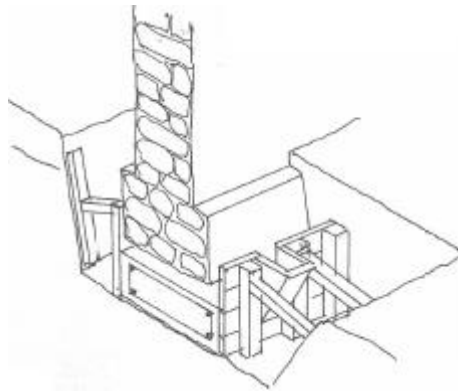


Fig.5.24 – Visão da cofragem efetuada e do recalce betonado [55]

- Por último, após o tempo de cura do betão e este ter ganho a resistência adequada remove-se a cofragem e coloca-se em carga o recalce, através de uma argamassa de cimento expansivo, macacos planos perdidos, caldas de cimento ou resinas injetadas à pressão ou calços ajustáveis (por exemplo) (Figura 5.25);

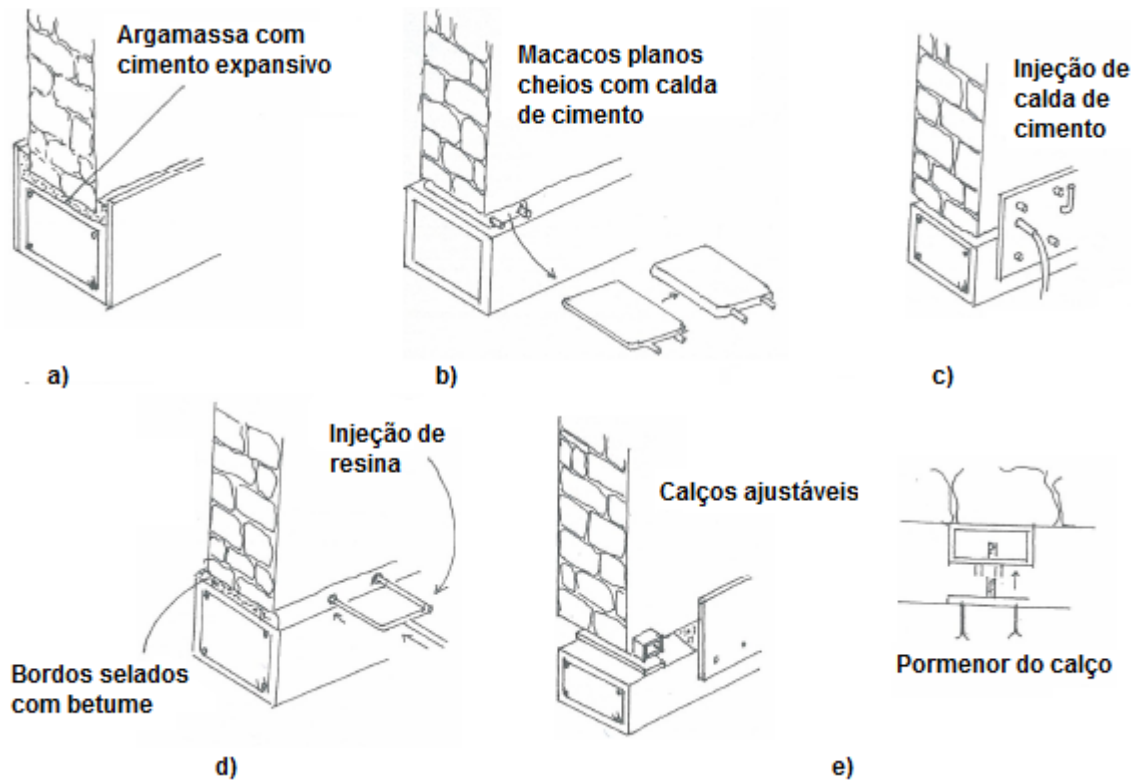


Fig.5.25 – Diferentes soluções de transferência de carga: a) argamassa com cimento expansivo; b) macacos planos perdidos; c) injeção de calda de cimento; d) injeção de resinas; e) calços ajustáveis [55]

Relativamente à solução sem cofragem, as fases envolvidas no recalce são, usualmente, as seguintes:

- Escavação do solo de um só lado da fundação, por troços alternados, com um equipamento adequado, de forma a tornar visível o local da fundação a intervir, e tirar partido do efeito de arco que se desenvolve na direção do solo das zonas não escavadas (Figura 5.22). Esta deve ser realizada até a uma profundidade onde o solo apresente boas características mecânicas;

- Após a fundação ficar acessível aos trabalhos, procede-se à limpeza da mesma e do local onde se vai construir o reforço;
- Seguidamente realizam-se chanfros nos cantos inferiores da fundação, de modo a retirar os vértices pronunciados, que podem causar problemas durante a betonagem (Figura 5.26);

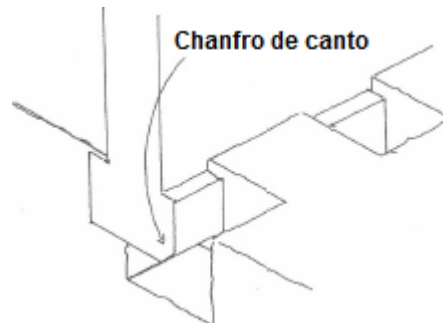


Fig.5.26 – Realização do chanfro de canto [55]

- Execução de metade da armadura e realização da betonagem contra o solo (Figura 5.27);

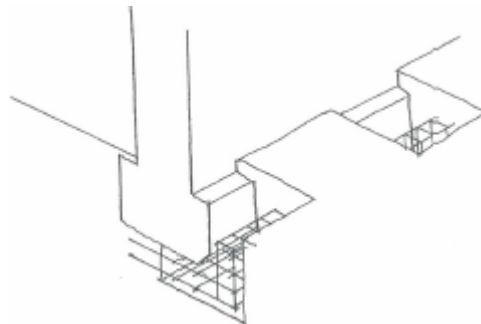


Fig.5.27 – Execução da armadura nos troços escavados de um dos lados da fundação [55]

- Após a presa do betão e este possuir resistência adequada, procede-se à escavação do outro lado da fundação, também por troços;
- Posteriormente executa-se a metade da armadura correspondente a esse lado da fundação (Figura 5.28);

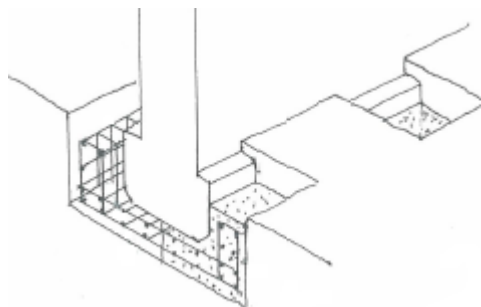


Fig.5.28 – Execução da metade da armadura correspondente ao outro lado da fundação [55]

- Por fim, realiza-se a betonagem da metade do recalce em falta, finalizando-se a execução do reforço (Figura 5.29).

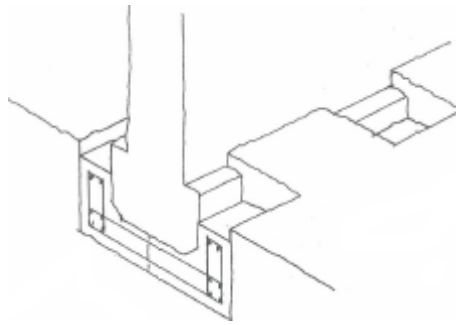


Fig.5.29 – Visão do recalce após a sua finalização [55]

5.2.5.3. Fases de execução de recalces profundos de fundações

O recalce efetuado através de poços (ou pegões) deve ser limitado a terrenos acima do nível freático, de forma a evitar, se realizado abaixo desse nível, que a escavação e a percolação da água arreste finos, que levam a perdas de solo e consequentemente ao assentamento da fundação onde se pretende executar o recalce (Coelho, 1996).

As dimensões dos poços são influenciadas pelo método de execução, pelas características do solo e pela natureza e estado da estrutura a recalçar. Quanto pior for o estado da estrutura ou do terreno, menores devem ser as dimensões dos poços de recalçamento, bem como as distâncias entre eles ao longo da fundação.

Assim sendo, o recalce por poços é um trabalho que exige grande cuidado e qualidade, de modo a se evitar a descompressão e as perdas de terreno, que ao ocorrerem provocam assentamentos.

O processo é realizado de forma sequencial e alternada, ao longo da fundação contínua, até se atingir a profundidade onde se encontra solo firme.

Seguidamente, apresentam-se então as fases de execução normalmente utilizadas na execução de recalces por poços (Goldberg et al., 1976):

- Escavação de um antepoço adjacente (e em frente) à fundação a ser recalçada, de dimensões aproximadas de 1 metro de largura por 1,20 metros de comprimento, até uma profundidade de 1,50 metros (Figura 5.30);

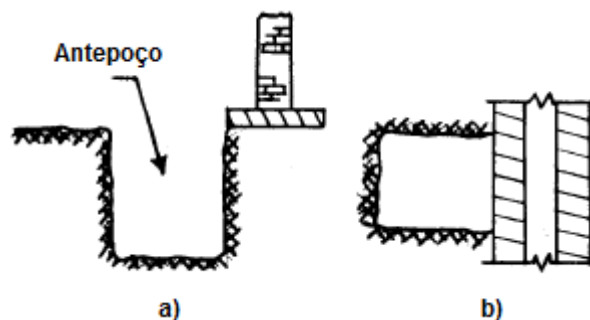


Fig.5.30 – Execução do antepoço: a) alçado; b) planta [32]

- Seguidamente procede-se ao escoramento do antepoço com pranchas de madeira e vigas verticais nos cantos (por exemplo) (Figura 5.31);

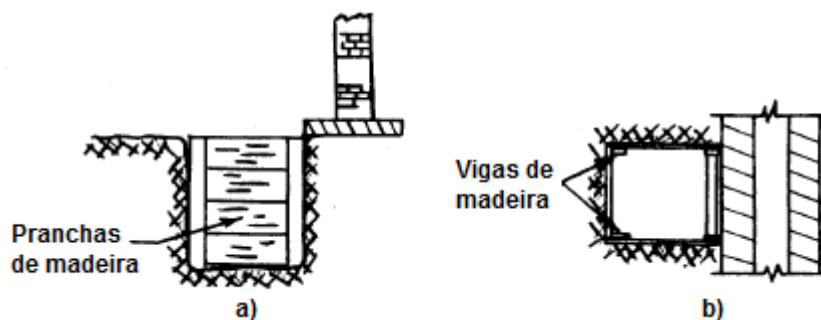


Fig.5.31 – Execução do escoramento do antepoço: a) alçado; b) planta [32]

- Prolongamento do antepoço sob a fundação, de forma a que o recalce seja possível de realizar centrado relativamente àquela. Este prolongamento é realizado com uma profundidade igual à do antepoço. Após a sua escavação realiza-se também o seu escoramento (Figura 5.32);

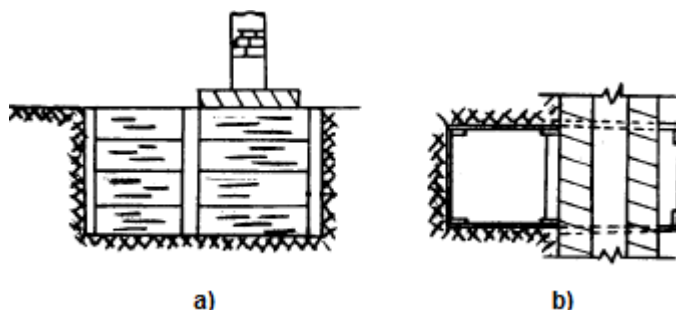


Fig.5.32 – Prolongamento e escoramento do antepoço sob a fundação a recalçar: a) alçado; b) planta [32]

- Posteriormente, continua-se a escavação (escorando-a) do poço por baixo da fundação, até uma profundidade onde se encontre uma camada de solo de boas características mecânicas, adequada para receber as cargas das fundações reforçadas (Figura 5.33);

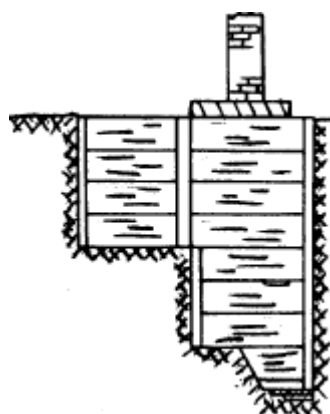


Fig.5.33 – Continuação da escavação do poço sob a fundação até à profundidade desejada [32]

- Após ter sido escavado e entivado, o poço é betonado, geralmente em secção plena e não armada, até cerca de 5 a 10 centímetros da base da fundação a recalçar;
- Por fim, depois da presa do betão e deste ter ganho resistência e retração suficientes, os espaços de 5 a 10 centímetros são preenchidos por uma argamassa rica e quase seca, assegurando assim uma boa ligação da fundação existente com o poço de recalçamento (Figura 5.34).

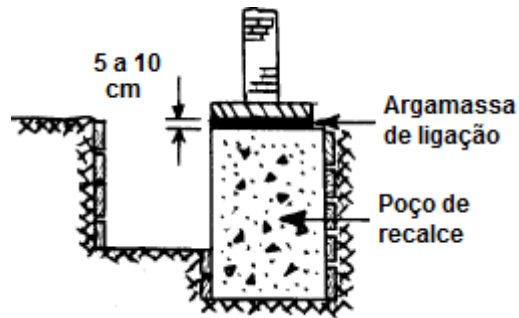


Fig.5.34 – Visão do recalce por poços realizado [32]

5.3. CASOS DE OBRA

5.3.1. REFORÇO E CONSOLIDAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA BASÍLICA DE ST. MARIA, TONGEREN

Tongeren é uma antiga cidade romana com mais de 2000 anos de história, situada na Bélgica, cujo centro é um acumulado de restos arqueológicos de sucessivas civilizações e culturas. Durante o período de 1994 -1996, pela realização de um extensivo trabalho de escavações nas proximidades da sua basílica, foram encontradas diversas partes de estruturas dessas antigas civilizações, entre as quais uma parte da estrutura de uma casa Romana (Van Rickstal et al., 2003).

Deste modo, os trabalhos de reforço e consolidação das fundações da basílica, foram motivados pela execução de um porão arqueológico sob a igreja, efetuado pela convicção dos arqueólogos de que as outras partes da estrutura da casa Romana se encontravam sob a mesma.

Assim sendo, o porão arqueológico foi executado em duas fases indicadas na Figura 5.35, com uma profundidade de 3 metros.

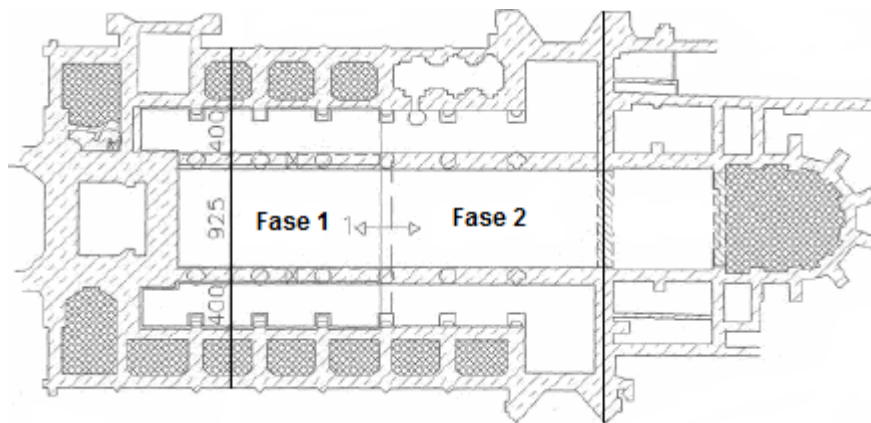


Fig.5.35 – Planta da basílica, com as fases de escavação [51]

A realização do porão arqueológico com 3 metros de profundidade, implicou a remoção do solo envolvente das fundações, retirando também a sua ação confinante na alvenaria das mesmas. Pelos trabalhos de investigação, também se detetou que as fundações diretas das paredes e das colunas se encontravam a uma profundidade de 2,7 e 3 metros, respetivamente, pelo que com a realização do porão, estas ficaram diretamente assentes na superfície do terreno. A remoção da camada de 3 metros de solo implicou então a perda de capacidade de carga do terreno de fundação, pelo que as fundações tiveram de ser reforçadas (Maertens et al., 2007).

Posto isto, a solução encontrada, de modo a não comprometer a segurança da estrutura, foi reforçar as fundações através de microestacas e da consolidação da alvenaria das fundações, de modo a que estas suportassem as cargas concentradas transmitidas pelas microestacas, que foram ligadas à alvenaria das mesmas.

As caldas de cimento utilizadas nas duas fases foram diferentes, principalmente em termos do seu tempo de fluidez, já que na primeira fase, ocorreram danos em alguns dos achados arqueológicos, devido à calda ter um grande tempo de fluidez, que permitiu a sua dispersão para zonas não desejadas. As características das duas caldas usadas apresentam-se no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Composição das caldas injetadas em cada uma das fases [42]

Fase	CEM III (kg)	Bentonite (kg)	Ca(OH) ₂ (kg)	Rácio a/c	Água (l)	Glenium 27 (kg)
Fase 1	100	2	-	0.675	67.5	1
Fase 2	70	-	30	0.675	67.5	1

A injeção da calda foi realizada através de furos verticais ou ligeiramente inclinados, executados ao longo da fundação, através de um equipamento de furação adequado. Estes possuíam 50 mm de diâmetro e estavam localizados na mesma zona de execução dos furos para as microestacas. Após a realização do furo, procedeu-se à colocação do equipamento de injeção no fundo do mesmo e a calda foi injetada a baixas pressões, de modo a não causar danos na alvenaria. Finalizada a injeção removeu-se a ponteira.

Por fim, refere-se que ensaios de compressão realizados com amostras da alvenaria de fundação injetada, indicaram a obtenção de uma resistência de 3 a 6 MPa.

5.3.2. RECALCE DAS FUNDAÇÕES DE UM EDIFÍCIO NO CENTRO HISTÓRICO DE GRANADA

O edifício sujeito à intervenção situa-se no centro histórico de Granada, perto da Faculdade de Direito, e data do ano de 1946. Este foi um dos primeiros edifícios executados em betão armado na cidade, sendo a sua estrutura constituída por pórticos. As fundações foram construídas por sapatas isoladas quadradas, com 1,6 metros de lado e uma altura de 0,9 metros, que suportavam os pilares, e por sapatas corridas ao longo do perímetro do edifício.

Em 1993, procedeu-se a uma remodelação integral do imóvel, alterando-se a sua utilização tipo, tendo sido a introdução de um novo nível de pavimentos uma das principais alterações.

Pelos estudos realizados, necessários para a obra de remodelação, constatou-se que as fundações do edifício tinham assentado diferencialmente, devido ao excesso de carga a que estavam sujeitas. Posto isto, e tendo em consideração o aumento de cargas consequente da remodelação que se iria realizar, decidiu-se reforçar as fundações do edifício. Assim sendo, a solução adotada foi a restituição parcial dos assentamentos sofridos pelas sapatas (não foi total devido à fragilidade da estrutura), a construção de um novo pilar e da sua sapata de suporte, que foi ligada às restantes por vigas de travamento, e o recalce das sapatas interiores (Vallecillo et al., 1999).

O recalce das sapatas isoladas foi materializado por um bloco de betão armado, também ele quadrado, executado através de quatro quadrantes realizados alternadamente, como ilustra a Figura 5.36.

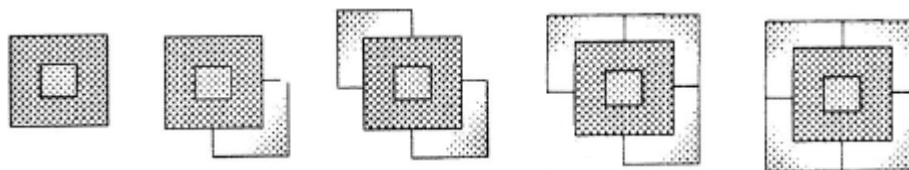


Fig.5.36 – Fases do recalce realizado [86]

O recalce das sapatas isoladas foi realizado do seguinte modo:

- Escavação na zona da fundação de uma altura de 0,9 metros, para a tornar acessível aos trabalhos de reforço, à qual se seguiu a sua entivação (Figura 5.37);

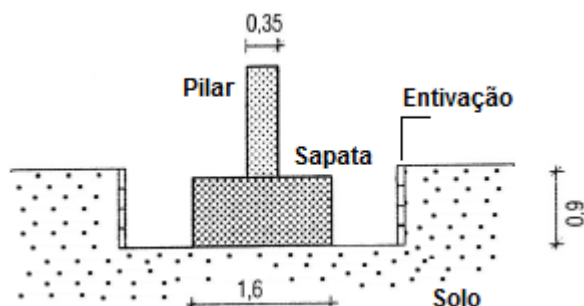


Fig.5.37 – Escavação e entivação da zona da sapata [adaptado de 86]

- Seguidamente, procedeu-se à escavação do terreno correspondente a um dos quadrante de recalçamento a executar. Após a limpeza do local, realizou-se a camada de betão de limpeza e posteriormente construiu-se a armadura inferior do recalce e a armadura da viga de travamento (Figura 5.38);

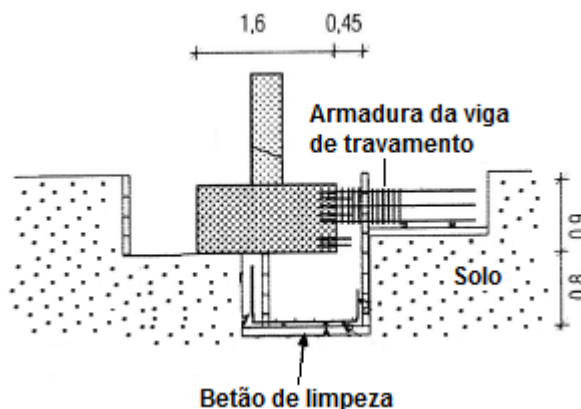


Fig.5.38 – Execução da armadura do recalce e da viga de travamento [adaptado de 86]

- Posteriormente efetuou-se a betonagem do quadrante do recalce realizado, bem como da viga de travamento (Figura 5.39);

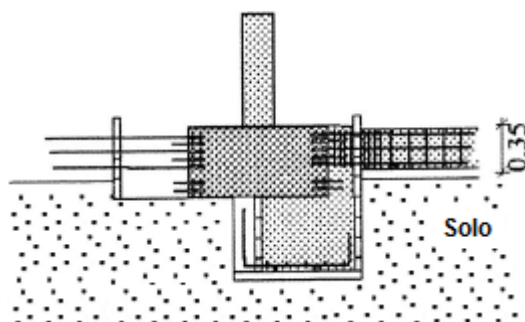


Fig.5.39 – Betonagem do quadrante do recalce efetuado e da viga de travamento [adaptado de 86]

Por fim, refere-se que o processo anteriormente descrito foi repetido para os restantes quadrantes.

5.3.3. ESTABILIZAÇÃO DO THE WASHINGTON MONUMENT

O *The Washington Monument* é um obelisco clássico de estilo egípcio, que foi construído entre 1848 e 1884, e cuja conceção teve como objetivo prestar uma homenagem a George Washington, primeiro presidente dos Estados Unidos da América.

A sua construção iniciou-se em 1848, sob a supervisão do arquiteto Robert Mills, com a escavação do solo até à base da fundação, executada em blocos de alvenaria de pedra.

Em 1858, o monumento já tinha sido construído até 55,5 metros de altura, quando os trabalhos tiveram de ser interrompidos devido à falta de fundos. Por várias razões, entre as quais a Guerra Civil, a construção do monumento esteve interrompida durante vários anos, até que em 1879 foi retomada, após uma avaliação ao estado da construção, realizada por um conjunto de engenheiros do *US Army Corps of Engineers*. Pela análise efetuada, estes concluíram que as camadas de argila e areia situadas imediatamente abaixo da fundação estavam prestes a atingir o seu limite de capacidade de carga, podendo mesmo existir o risco de rotura (Briaud et al., 2009).

Assim sendo, Lieutenant Casey, nomeado para completar o projeto, apurou que as causas para o sucedido se baseavam no facto da fundação ser muito superficial e da sua área de contacto com o terreno ser muito pequena, o que tinha como consequência a transmissão de uma pressão demasiado alta ao terreno de fundação, por parte do monumento (Briaud et al., 2009).

Posto isto, foi concebida uma solução mista para o reforço da fundação, que incluiu o alargamento e o recalce da mesma, de forma a aumentar a sua área de contacto com o terreno de fundação (o que permitiu reduzir a tensão transmitida ao solo de fundação) e a conduzir as cargas para uma camada de solo mais competente (Figura 5.40).

Deste modo, o reforço consistiu na execução de um elemento em betão de cimento Portland, de geometria semelhante a um anel quadrangular. Para a sua execução, procedeu-se à escavação de uma vala com 1,22 metros de largura e 3,76 metros de profundidade, por baixo da fundação existente.

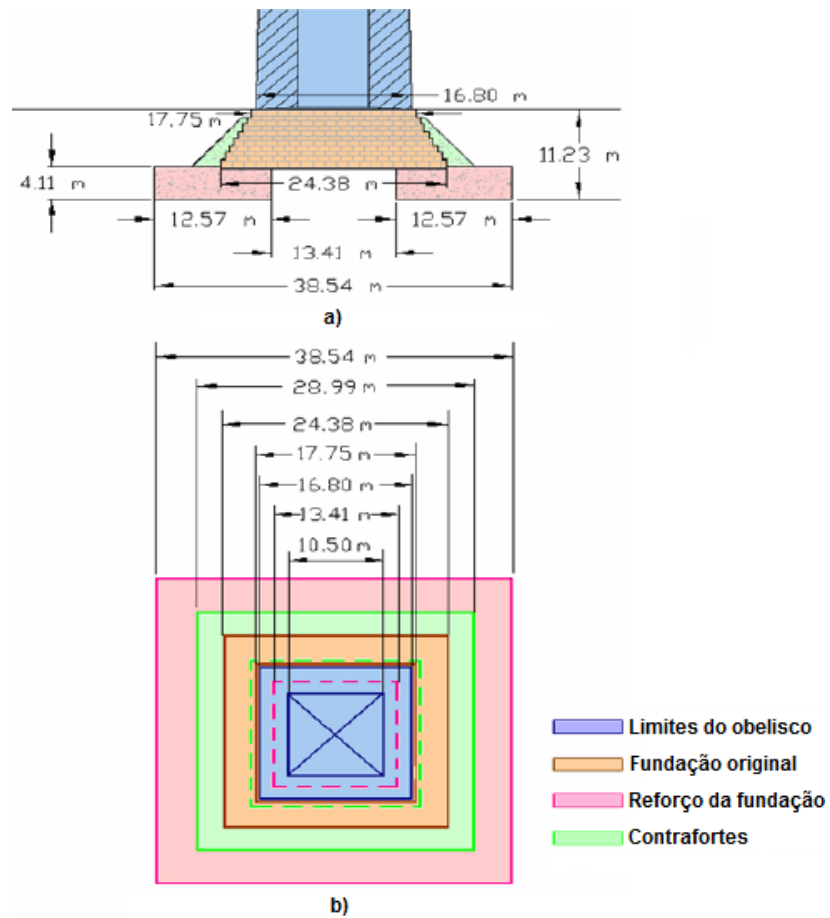


Fig.5.40 – Esquema da fundação existente e do reforço realizado: a) corte; b) planta [10]

6

**REFORÇO DE FUNDAÇÕES
ATRAVÉS DE MICROESTACAS****6.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA**

As microestacas foram concebidas em Itália nos primeiros anos da década de 50 do século XX, como uma resposta inovadora para uma solução que pretendia reforçar as fundações dos edifícios e monumentos antigos, que suportaram vários danos ao longo dos tempos, e especialmente durante a II Guerra Mundial (Lizzi, 1982 citado por Bruce et al., 1995).

Assim sendo, era necessária a conceção de um sistema de reforço fiável, capaz de suportar as cargas estruturais, provocando movimentos mínimos e apto a ser instalado em ambientes de trabalho bastante restritivos em termos de acesso e espaços, bem como em vários tipos de solos. Para além disto, também era essencial que o método construtivo do sistema causasse o mínimo de distúrbios tanto nas estruturas a ser recalçadas, como nas estruturas contíguas existentes.

Posto isto, para fazer face à necessidade existente na época, a empresa italiana Fondedile, sob a direção técnica de Fernando Lizzi, desenvolveu então o sistema “*pali radice*” – em português estaca-raiz – para aplicações de reforço. Este sistema consistia numa estaca de pequeno diâmetro, moldada “*in situ*” e reforçada com armadura de aço e calda de cimento.

O seu reduzido diâmetro de cerca de 100 mm possibilitava a construção destas estacas com equipamentos de pequenas dimensões, compatíveis com os trabalhos a realizar em ambientes confinados e capazes de perfurar o solo, bem como através das estruturas existentes, causando perturbações mínimas. Para além disto, a injeção da calda de cimento promovia uma elevada ligação atrítica entre a estaca e o solo circundante (Ruiz, 2003; Bruce et al., 1995).

Apesar da escassez de aço existente na Europa do pós-guerra, a mão-de-obra disponível a custos reduzidos era abundante e frequentemente possuía grande perícia mecânica resultante da formação obtida durante o período de conflito. Ensaios de carga conduzidos neste inovador sistema de estacas mediram capacidades superiores a 400 kN, apesar da sugerida capacidade de carga de cálculo – baseada nas metodologias de dimensionamento convencionais da época – apontar para valores menores que 100 kN. Refere-se também que durante os ensaios não se registaram roturas quer do solo, quer das próprias estacas. Os resultados obtidos pelos ensaios de carga foram publicados e surpreenderam a comunidade científica (Armour et al., 2000).

Esta conjugação de condições encorajou o desenvolvimento da tecnologia, promovendo assim a sua rápida difusão e aplicação generalizada.

À década de 50 remonta também a primeira aplicação documentada das estacas-raiz, tendo sido utilizadas em Nápoles para reforçar as fundações da escola A. Angiulli. As estacas possuíam um diâmetro de 100 mm, um comprimento de 13 metros e foram reforçadas com um varão de aço de 12 mm de diâmetro (Ruiz, 2003).

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 6.1 um dos esquemas clássicos utilizados no reforço de fundações através de estacas-raiz.

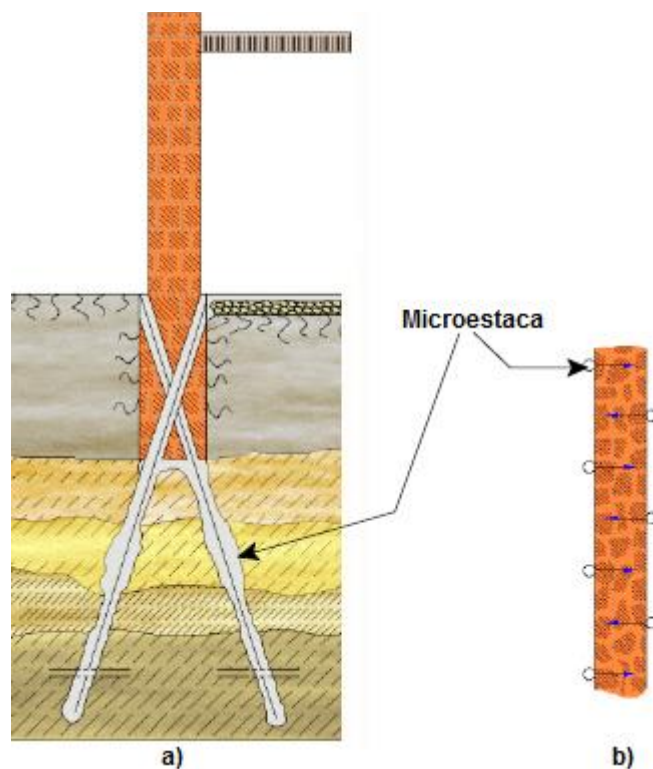


Fig.6.1 - Esquema clássico de reforço de fundações: a) corte; b) planta [4]

O uso das estacas-raiz cresceu então em Itália nos anos 50 e posteriormente, em 1962, a empresa Fondedile introduziu mesmo a tecnologia no Reino Unido durante a execução de diversos reforços de estruturas históricas. Em 1965, a técnica começou também a ser aplicada na Alemanha em obras relacionadas com a rede de transportes subterrâneos. Por motivos relacionados com questões de patente, nessa altura, o termo estaca-raiz foi então substituído pela atual denominação de microestacas.

Inicialmente, as microestacas eram maioritariamente aplicadas em soluções de reforço de estruturas em ambiente urbano, mas devido a exigências adicionais de engenharia, em 1957, surgiu um novo sistema designado de “*reticoli di pali radice*” (estacas-raiz reticuladas) (Figura 6.2). Este sistema baseia-se num conjunto de múltiplas microestacas verticais e inclinadas, interligadas numa rede tridimensional, criando uma estrutura que permite o confinamento do solo de fundação. Entre outras aplicações, este novo sistema foi utilizado em soluções de estabilização de taludes, reforço de fundações, proteção de estruturas enterradas, etc. (Armour et al., 2000).

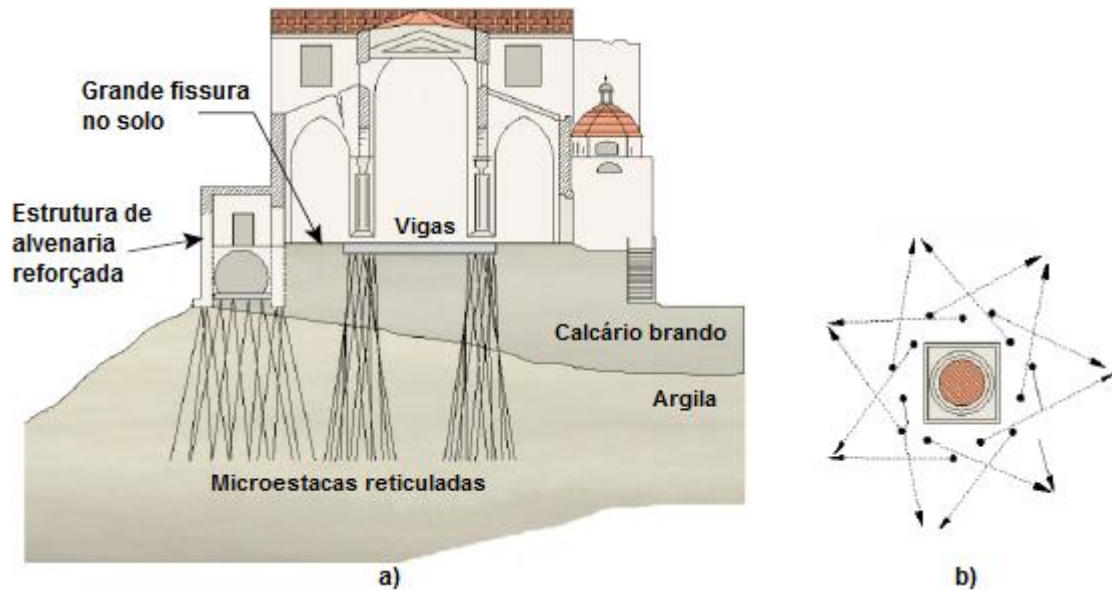


Fig.6.2 – Estrutura reforçada pelo sistema “*reticuli di pali radice*”: a) alçado; b) planta do reforço das colunas [adaptado de 4]

Na Alemanha, França e Suíça começaram também a ser desenvolvidas variantes das microestacas, pelas empresas locais, tendo a tecnologia sido, posteriormente, exportada para todo o mundo. No entanto, foi a empresa pioneira Fondedile que, em 1973, através de várias obras de reforço de fundações realizadas em Nova Iorque e Boston, introduziu a tecnologia das microestacas nos Estados Unidos da América. Salienta-se contudo, que até meados da década de 80 a tecnologia não obteve uma grande aceitação por parte das empresas americanas, essencialmente devido à descrença e às preocupações existentes no seio do mercado tradicional de estacas, que só foram superadas através da publicação de uma série de casos de obras bem-sucedidos e pela necessidade crescente de se trabalhar em densas zonas urbanas.

O contraste entre as velocidades de desenvolvimento e difusão da tecnologia na Europa e na América do Norte reflete em certa medida as distintas situações económico-financeiras vividas. Por um lado, a abundância de mão-de-obra relativamente barata, a escassez de aço, e a necessidade de planos de reconstrução dos ambientes urbanos, foram fatores que contribuíram para promover um rápido crescimento no uso das microestacas na Europa. Contrariamente, a abundância de aço barato, os custos de mão-de-obra relativamente altos e o crescimento das cidades para as suas periferias retardou a sua ampla aplicação nos Estados Unidos da América (Armour et al., 2000).

Nos dias de hoje, a tecnologia de microestacas está amplamente difundida no mundo, já que os custos da mão-de-obra, dos materiais e as exigências técnicas, são similares em qualquer obra de qualidade e devidamente executada.

6.2. DEFINIÇÃO, CAMPO DE APLICAÇÃO E MATERIAIS

6.2.1. DEFINIÇÃO

Segundo Fleming et al. (1985) citados por Bruce et al. (1995), as estacas, quanto ao método de execução, são tipicamente divididas em dois grupos:

- As estacas moldadas, construídas a partir de um furo previamente executado no solo;

- As estacas cravadas, que pelo seu modo de instalação deslocam o terreno na zona onde são executadas.

Assim sendo, no que toca às microestacas, estas também podem ser moldadas ou cravadas.

No primeiro caso, as microestacas são elementos estruturais de pequeno diâmetro, tipicamente inferior a 300 mm, moldados no solo, constituídos por calda de cimento de selagem ou de injeção e reforçados por tubos, perfis metálicos ou varões em aço, capazes de receber as cargas transmitidas pela estrutura e transferi-las para camadas de solo mais profundas (Armour et al., 2000; Pereira, 2012). Estas são construídas abrindo um furo no solo, colocando a armadura de reforço e injetando a calda de cimento, como se observa pela Figura 6.3.

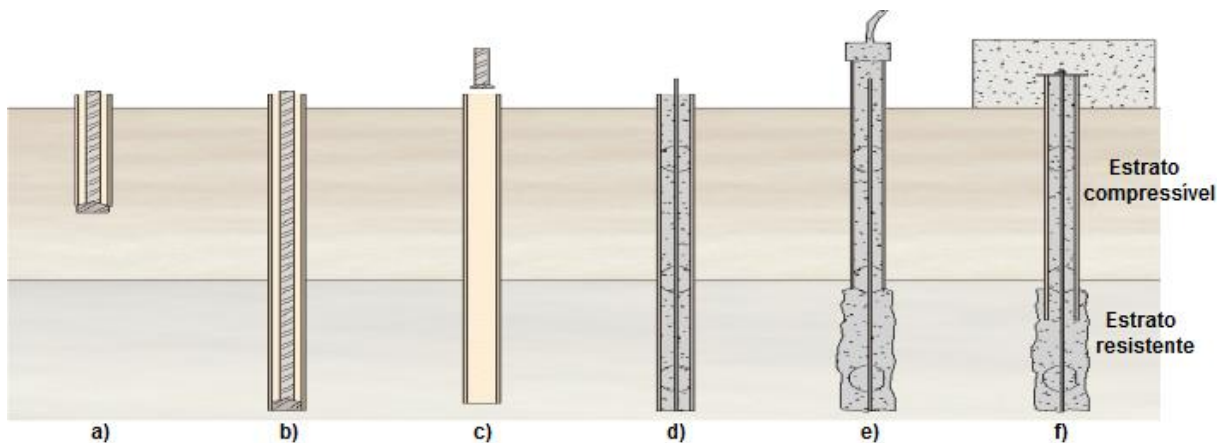


Fig.6.3 – Processo de execução de microestacas moldadas: a) início da furação; b) furação até à cota pretendida; c) retirada do equipamento de furação; d) colocação da armadura e injeção da calda de cimento de preenchimento; e) injeção a alta pressão; f) maciço ou viga de encabeçamento [4]

Como referido anteriormente, as microestacas podem também ser cravadas, sendo neste caso construídas através de pequenos segmentos (0,5 a 1,0 m) de elementos metálicos de reduzido diâmetro, instalados através de macacos hidráulicos e de um sistema de reação (Pereira, 2012).

Apesar disto, verifica-se, que na bibliografia da especialidade a definição de microestacas se foca mais comumente no caso das microestacas moldadas.

As microestacas são elementos capazes de suportar esforços de compressão, bem como de tração, resultantes de cargas axiais ou laterais.

Quanto à transferência de carga, esta dá-se, fundamentalmente, por atrito lateral, resultante da forte ligação entre a calda e o solo circundante existente na interface da microestaca. A força de ligação entre os dois elementos é influenciada pelo tipo de calda utilizado, pelo processo de injeção e de furação, se bem que este último é mais dificilmente quantificável. Devido às suas características geométricas (pequeno diâmetro), a resistência de ponta das microestacas é bastante reduzida, pelo que usualmente é desprezada (Bruce et al., 1995).

Relativamente ao seu método de construção, este processa-se causando perturbações mínimas às estruturas em intervenção, bem como às adjacentes, ao solo e ao ambiente envolvente. O equipamento utilizado durante o processo possibilita a execução das microestacas em locais com espaços e acessos exíguos, podendo estas ser instaladas com um ângulo qualquer abaixo da horizontal. Uma vez que a instalação se processa causando vibrações e ruídos mínimos e já que o equipamento é adequado a condições de pé-direito pequeno, as microestacas são muitas vezes aplicadas para o reforço de fundações (Armour et al., 2000; Bruce e Nicholson, 1989).

Por fim, refere-se que as microestacas são também classificadas consoante a função para a qual foram concebidas e consoante o método de injeção utilizado na sua execução.

6.2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

A tecnologia de microestacas foi originalmente desenvolvida como sendo uma solução de reforço de fundações de estruturas existentes, pretendendo-se com a sua implementação (Armour et al., 2000):

- Impedir e prevenir movimentos estruturais;
- Aumentar a capacidade de carga das fundações, reforçando-as ou recalçando-as;
- Reparar/substituir fundações deterioradas ou inadequadas;
- Aumentar a proteção de fundações suscetíveis de erosão;
- Corrigir assentamentos de fundações, colocando a estrutura na sua posição original;
- Transferir as cargas para uma camada mais profunda.

Atualmente, no âmbito do suporte estrutural, para além destas aplicações, as microestacas também são executadas:

- No reforço sísmico de fundações de estruturas existentes, nomeadamente das mais antigas, de modo a adequá-las às especificações presentes nos códigos e regulamentos atuais;
- Para fundações de novas estruturas a construir nas proximidades de outras existentes, onde se conclui que, por questões relacionadas com dificuldade de acessos, espaços exíguos, vibrações e ruídos, esta se torna a técnica mais adequada;
- Em ensoleiramentos gerais de edifícios com caves, para fazer face ao impulso hidrostático provocado pela água subterrânea;
- Para fundações de algumas pontes, onde as técnicas tradicionais não podem ser aplicadas;
- Para fundações de estruturas esbeltas ou implantadas em locais de difícil acesso como torres de telecomunicação ou de alta tensão, reservatórios, chaminés, postes de eletricidade e guias;
- Na execução de caves sob edifícios existentes, servindo de recalce às fundações do mesmo. Atualmente esta é uma aplicação muito corrente em obras de reabilitação e remodelação de edifícios antigos, onde se pretende preservar as suas fachadas, construindo-se vários níveis de caves sob as mesmas;
- Para fundações das estruturas de suporte de fachadas, em obras de recuperação e remodelação;
- Em estruturas de contenção de terras.

Para além de serem aplicadas na área de suporte estrutural, as microestacas também têm sido utilizadas no reforço de taludes e no melhoramento de solos, onde se utiliza muito o sistema de microestacas reticuladas (*“reticoli di pali radice”*).

Quanto à sua aplicação nestes casos as microestacas são executadas com inclinações distintas, formando uma espécie de rede, onde estas se encontram interligadas, permitindo o confinamento do solo. Desta forma, asseguram uma melhor estabilidade, um aumento da resistência do terreno e permitem uma maior segurança relativamente a eventuais planos de rotura (Brito, 1999 citado por Antunes, 2012).

Na Figura 6.4 ilustram-se algumas das aplicações anteriormente descritas.

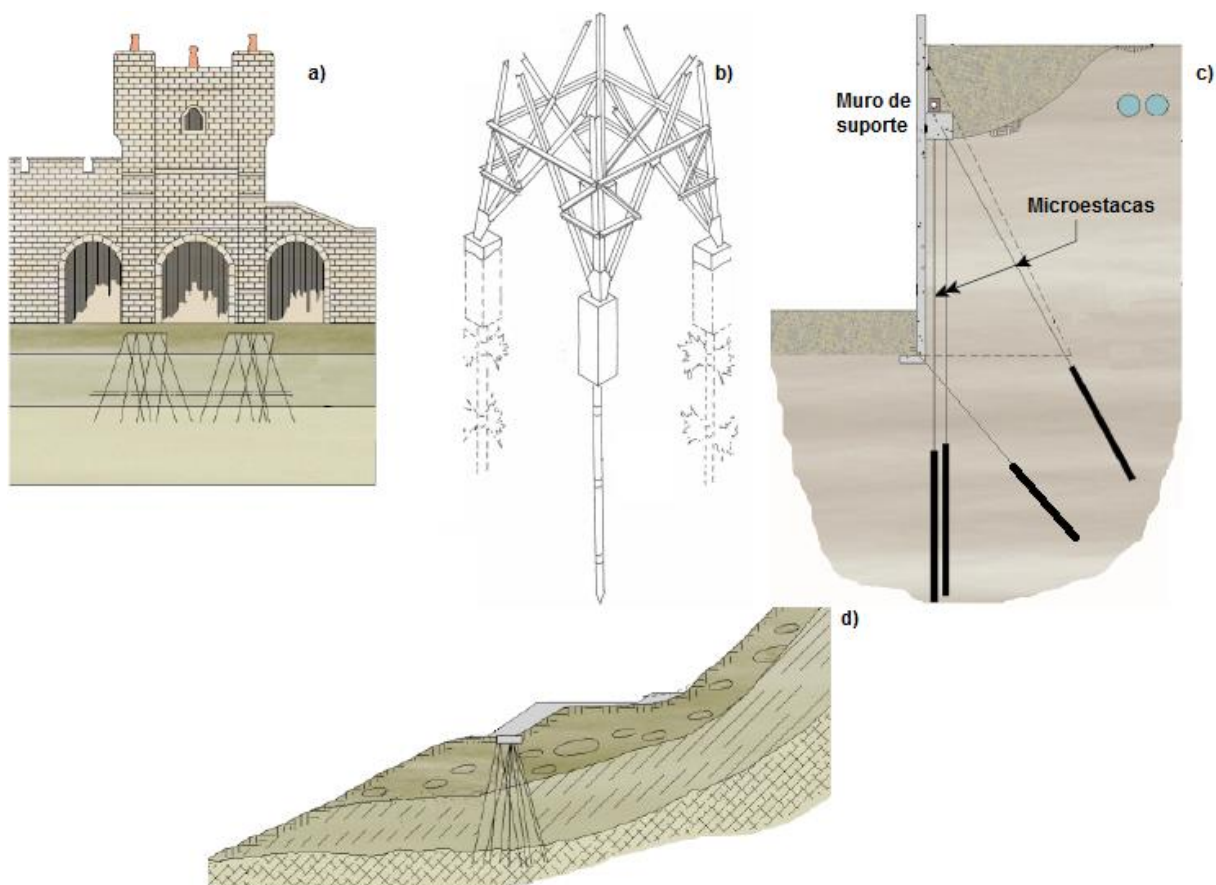


Fig.6.4 – Representação de algumas aplicações das microestacas: a) reforço de fundações; b) fundações de torres; c) estruturas de contenção de terras; d) estabilização de taludes [adaptado de 4, 54]

6.2.3. MATERIAIS

As microestacas podem ser consideradas um elemento estrutural de secção mista, uma vez que os seus materiais constituintes são a armadura de reforço e a calda de cimento.

Relativamente à armadura de reforço a utilizar, esta depende fortemente da capacidade de carga e da rigidez pretendida para a microestaca. As soluções geralmente adotadas passam pelo recurso a varões de aço utilizados em elementos de betão armado, a barras de aço de alta resistência e a perfis de aço.

Os varões de aço tipicamente usados podem ser aplicados individualmente, colocando-se centrados com o eixo da microestaca, como também podem ser dispostos em grupo, sendo normalmente cintados por varões helicoidais. Para os varões serem instalados nas posições desejadas utilizam-se centralizadores, que impedem eventuais deslocamentos daqueles. Usualmente, os varões utilizados possuem uma tensão de cedência de 420 e 520 MPa e um diâmetro entre 25 e 63 mm (Armour et al., 2000).

Quanto ao reforço por barras de alta resistência, de que são exemplo as barras desenvolvidas pela empresa *Dywidag Systems*, também conhecidas como barras *GEWI*, aquelas consistem na utilização de varões roscados ao longo de todo o seu comprimento, normalmente com diâmetros entre 19 e 63 mm e com tensões de cedência até 550 MPa. O sistema de rosca existente nas barras para além de garantir uma boa ligação mecânica à calda de cimento, possibilita também que estas sejam cortadas em qualquer ponto e posteriormente acopladas a uma outra barra, através de um conector, sem que se perca resistência (Figura 6.5) (Shong e Chung, 2003). O facto das barras serem roscadas também facilita a

sua ligação aos restantes elementos estruturais, como nas situações onde as barras são ligadas a uma placa de aço através de uma porca de ligação.

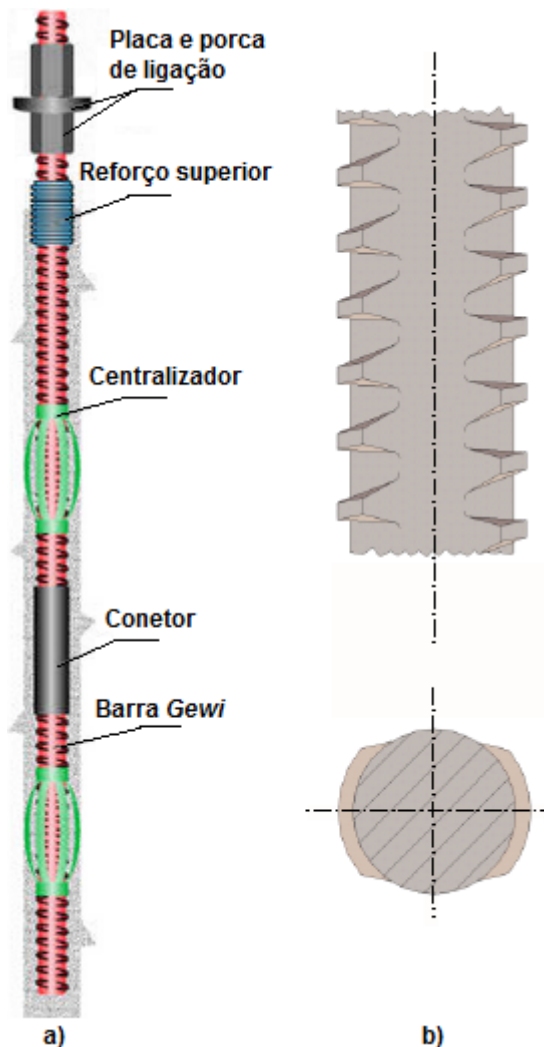


Fig.6.5 – Microestaca reforçada com barra Gewi: a) esquema geral; b) pormenor da barra [adaptado de 98]

Ainda dentro da tecnologia das barras de aço de alta resistência roscadas, as empresas *Dywidag Systems* e *Ischebeck Titan* (entre outras), desenvolveram técnicas que consistem em soluções de armaduras autoperfurantes, com bit (ou cabeça de furação) perdido e secção interior oca, que possibilitam a injeção da calda pelo seu interior. Deste modo, o bit de escavação é montado na extremidade inferior da barra e vai perfurando o terreno, até à profundidade desejada, com o auxílio de um jato de ar, água e calda com uma pressão de 2 a 20 bar, que permite limpar o furo e a formação de uma camada de calda em redor do furo, que se designa por “*filtercake*” (Figura 6.6). Após se ter atingido a profundidade desejada, injeta-se novamente calda de cimento a uma pressão de 20 a 60 bar, formando-se o corpo de calda que envolve a armadura e preenche todo o furo, dando-se por finalizado o processo (Figuras 6.7 e 6.8). O facto das barras serem nervuradas facilita também a furação e penetração, já que funcionam como uma espécie de trado (Ischebeck Titan, 2010; Armour et al., 2000).

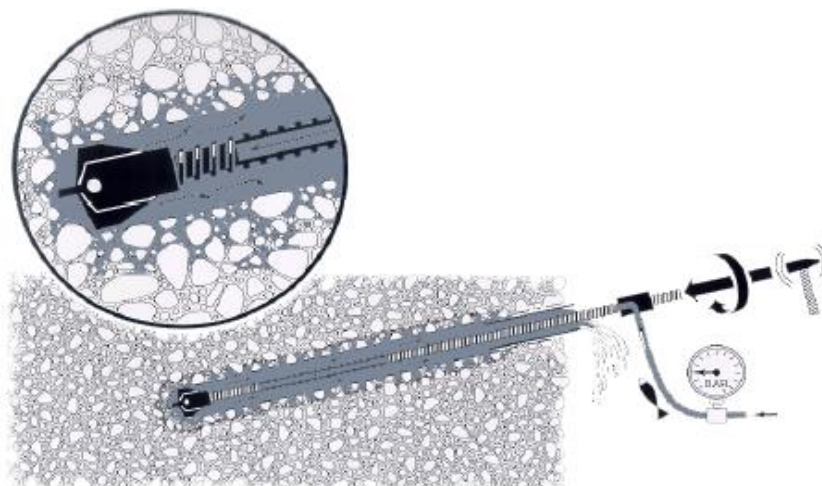


Fig.6.6 – Esquema representativo da formação do “filtercake” [39]

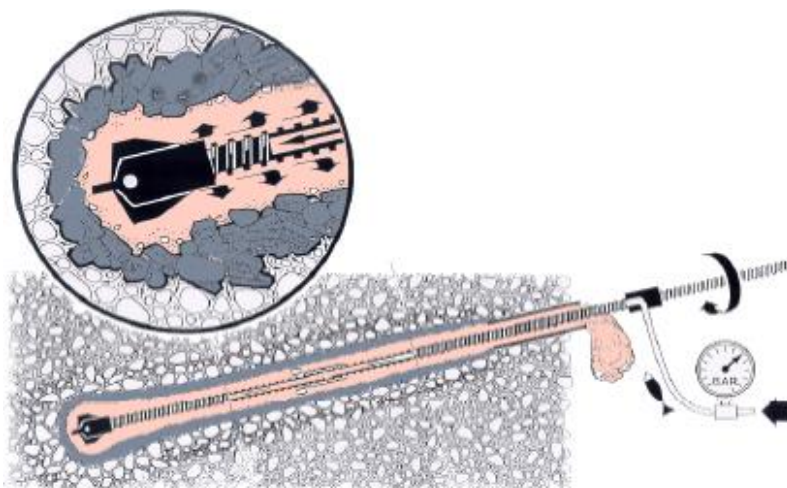


Fig.6.7 – Esquema do preenchimento do furo com calda de cimento injetada [39]



Fig.6.8 – Aspecto final da microestaca [39]

Por fim, outra solução para reforçar as microestacas é através da instalação de perfis metálicos, sendo os perfis tubulares e os perfis HEB os mais vulgarmente utilizados.

Com o objetivo de conferir às microestacas uma maior capacidade de carga vertical, melhorando simultaneamente o seu desempenho relativamente às solicitações horizontais, tornou-se muito comum o seu reforço através de perfis metálicos tubulares de aço de alta resistência. Estes podem contribuir

com uma área de aço significativa, permitindo às microestacas suportarem cargas verticais bastantes elevadas, bem como ter uma boa capacidade para resistir a esforços de corte e de flexão. Para além disto, também promovem um aumento da sua rigidez. O uso de perfis tubulares é frequentemente recomendado para microestacas que funcionem à compressão, pois proporciona boa estabilidade lateral das mesmas sob ações de compressão axial. Refere-se também que esta solução pode ser conjugada com outros elementos de reforço, como varões de aço (Figura 6.9).

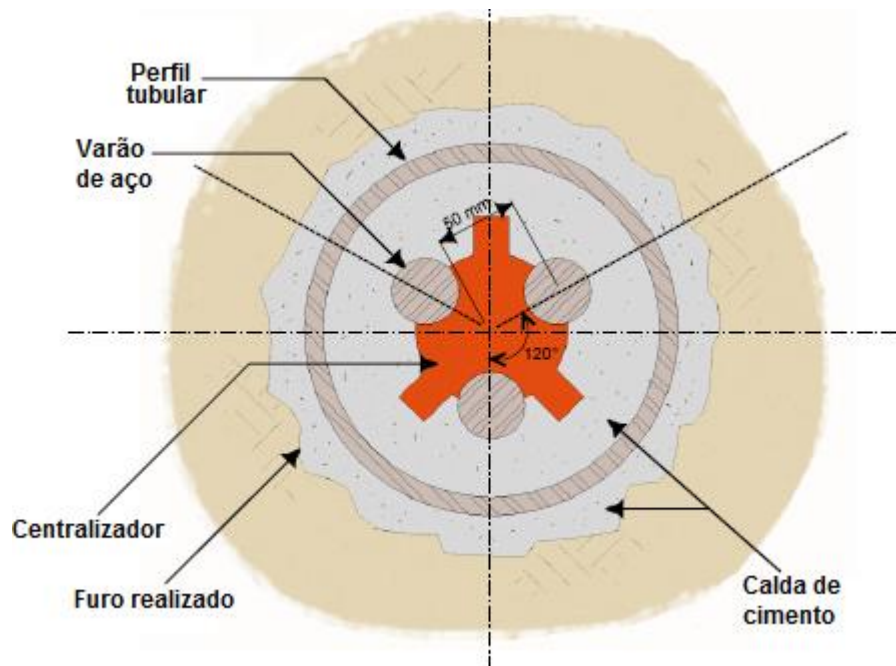


Fig.6.9 – Esquema do reforço de uma microestaca através de um perfil tubular e de três varões de aço [4]

No mercado existem perfis tubulares novos ou reutilizados da indústria petrolífera e os seus diâmetros variam entre 60 e 177,8 mm, com tensões de cedência típicas de 551 MPa para a classe de aço N80, que se observa como sendo a mais aplicada e comercializada. Como esta classe de aço ainda não se encontra normalizada no contexto europeu, a sua utilização é regulada de acordo com as especificações da API (*American Petroleum Institution*) (Pereira, 2012).

Relativamente ao reforço das microestacas através de perfis metálicos HEB refere-se que os mais utilizados são os perfis HEB 120 e HEB 140, sendo normalmente aplicados em microestacas com selagem ou injeção à cabeça, visto que não permitem outro tipo de injeção (Vaz, 2008 citado por Antunes, 2012).

No que diz respeito à calda e ao processo de injeção evidencia-se que esta é uma fase que possui uma importância significativa na realização das microestacas, uma vez que esta fase influencia determinantemente a capacidade de carga das mesmas. Geralmente a calda é uma mistura constituída por cimento e água, mas poderá ainda, caso se justifique, conter aditivos e superplastificantes.

As caldas são um constituinte essencial para o correto desempenho das microestacas, cujas funções são as seguintes (Shong e Chung, 2003):

- Transferir as cargas das armaduras para o solo envolvente;
- Nas secções compostas suportam parte da solicitação quando submetidas a esforços de compressão;

- Servem como proteção das armaduras contra a corrosão;
- Contribuem para a consolidação do solo.

Apesar das características das caldas poderem variar dependendo da localização, da origem e da qualidade dos recursos e do caso específico tratado, todas elas devem obedecer às principais características exigidas, que são (Armour et al., 2000):

- As caldas são concebidas para garantir elevadas resistência e estabilidade, mas têm de ser suficientemente fluidas para serem injetáveis, logo a relação água/cimento deve ser inferior a 0,55. Usualmente os valores desta relação situam-se no intervalo entre 0,40 a 0,50;
- A água a utilizar na amassadura deve ser potável para reduzir os riscos de corrosão das armaduras;
- Os cimentos a empregar na mistura devem ser do tipo CEM I ou CEM II;
- A resistência à compressão atingida deve ser superior a 25 MPa (geralmente os valores situam-se entre 28 e 35 MPa);
- Devem apresentar exsudação e variação de volume reduzidas.

Por último, refere-se que para além destas características as caldas devem possuir adequadas propriedades de fluidez, resistência, estabilidade e durabilidade. A resistência, a estabilidade e a durabilidade são propriedades que podem ser fortemente afetadas pela aplicação de uma incorreta relação água/cimento.

6.3. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO

6.3.1. PREÂMBULO

Existem vários métodos de classificação das microestacas de entre os quais se destaca o sistema proposto por Bruce, DiMillio e Juran, num estudo elaborado pelos mesmos para a *Federal Highway Authority* (FHWA) dos Estados Unidos da América, sendo este o sistema de classificação abordado neste documento.

Este sistema de classificação é baseado em dois critérios distintos (Bruce et al., 1995):

- A aplicação/função para a qual a microestaca foi projetada;
- O método de construção (selagem).

Assim sendo, o sistema de classificação consiste numa designação por um número e por uma letra, referentes à aplicação/função da microestaca e ao método construtivo utilizado, respetivamente.

6.3.2. CLASSIFICAÇÃO QUANTO À APLICAÇÃO/FUNÇÃO PARA A QUAL FOI PROJETADA

O dimensionamento individual ou em grupo e o de uma rede de microestacas reticuladas é bastante distinto, o que motivou à definição das microestacas do Tipo 1 e do Tipo 2, classificando-as desta forma de acordo com a aplicação/função para a qual foram concebidas. As microestacas do tipo 1 correspondem às que são diretamente carregadas, sendo a sua armadura que suporta a maior parte das cargas, e do tipo 2 às microestacas que circunscrevem e reforçam internamente o solo, originando um composto de solo reforçado que resiste à carga aplicada (o solo também resiste), formando uma rede de microestacas reticuladas.

Assim sendo, as microestacas são classificadas como sendo do Tipo 1 quando são aplicadas para resistir diretamente às cargas axiais e laterais transmitidas pelas estruturas, transferindo-as para camadas de solo mais competentes localizadas em profundidade. Estas cargas são resistidas quase na sua totalidade pelo aço que reforça as microestacas, sendo as forças de atrito laterais existentes na interface calda-solo o que possibilita a sua transferência para o solo circundante. Deste modo, conclui-se que este tipo de microestacas funciona como que um substituto das estacas convencionais de maior diâmetro.

As microestacas do Tipo 1 são habitualmente utilizadas em obras de reforço de fundações ou mesmo para constituir as fundações de um edifício construído de raiz (Figura 6.10).

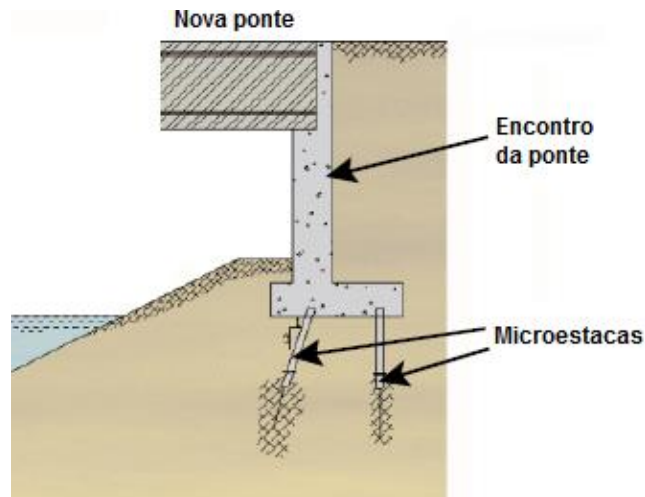


Fig.6.10 – Exemplo de uma aplicação de microestacas Tipo 1 [4]

Quanto às microestacas do Tipo 2, estas dizem respeito às que são concebidas com a finalidade de melhorar as características do solo. Neste caso é construída uma rede tridimensional de microestacas reticuladas que reforça e confina internamente o solo, criando uma estrutura compósita de solo-microestacas que tem a capacidade de resistir às cargas aplicadas com movimentos mínimos. Contrariamente às microestacas do Tipo 1, as microestacas do Tipo 2 não necessitam de possuir uma armadura de reforço significativa, já que estas não resistem individualmente às solicitações aplicadas.

Por fim, refere-se que este tipo de microestacas é sobretudo usado na estabilização, retenção e confinamento de solos (Figura 6.11).

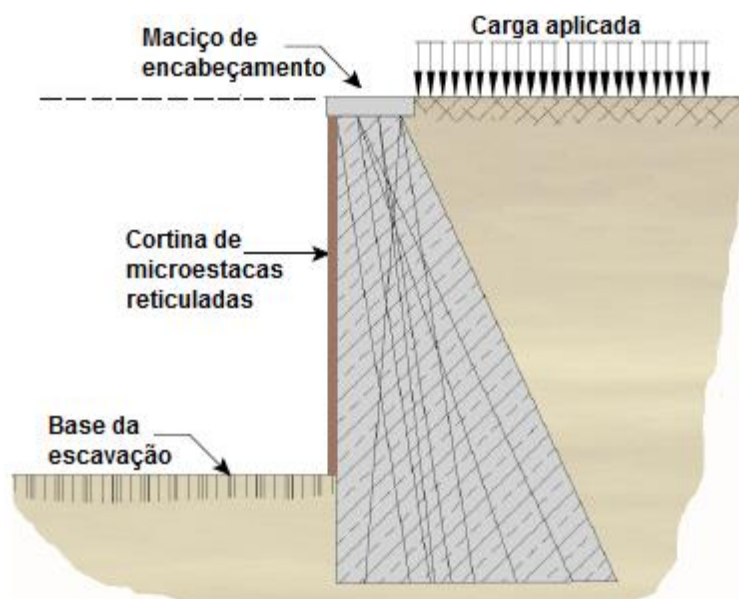


Fig.6.11 – Exemplo de uma aplicação de microestacas Tipo 2 [4]

6.3.3. CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO MÉTODO DE CONSTRUÇÃO (SELAGEM)

O método construtivo das microestacas compreende várias fases, como a furação, a colocação da armadura e a injeção e selagem. Contudo, as fases de furação e de injeção e selagem destacam-se relativamente à de colocação de armadura por possuírem um papel preponderante na força atrítica que a microestaca é capaz de mobilizar na interface calda-solo circundante. As fases de injeção e selagem são aliás, como referido em várias normas internacionais, de que é exemplo a norma francesa DTU 13.2 (1992), a etapa mais sensível do processo construtivo, cuja execução e controlo devem ser as mais rigorosas possíveis.

Seguidamente apresentam-se os quatro principais tipos de microestacas, tendo em consideração particularmente o método de injeção aplicado (Bruce e Nierlich, 2000):

Microestaca tipo A: neste tipo de microestaca a selagem é executada por gravidade à cabeça da mesma. Uma vez que a injeção de preenchimento não é pressurizada, há a possibilidade de aplicar argamassas de cimento. Refere-se também que este tipo de microestaca pode, ou não, ser reforçada com armadura e que, segundo Neves (2010), esta técnica de injeção por gravidade é habitualmente utilizada em microestacas fundadas em rocha ou solos muito rijos.

Microestaca tipo B: neste tipo de microestaca a calda de cimento é injetada, sob pressão, para o interior do furo executado e simultaneamente procede-se à extração do tubo de perfuração provisório usado no processo de furação. As pressões de injeção variam entre 0,3 e 1 MPa e são limitadas pela capacidade do solo receber as mesmas, sem que ocorra fissuração hidráulica que leva consequentemente a um aumento da permeabilidade do solo e a um excessivo consumo de calda. Este tipo de microestaca é geralmente reforçada através de um varão ou grupo de varões, ou através de perfis metálicos.

Microestaca tipo C: neste tipo de microestaca a selagem é executada em duas fases. Na primeira fase, analogamente à microestaca tipo A, o furo é preenchido com calda por gravidade. Após 15-25 minutos e antes que esta calda primária ganhe presa, é novamente injetada calda de cimento (do mesmo tipo) a uma pressão de pelo menos 1 MPa. Segundo Gonçalves (2010), recorre-se a perfis tubulares com

manchetes na zona de execução do bolbo de selagem, onde válvulas que se encontram espaçadas de metro a metro permitem a impregnação da calda no terreno.

Refere-se que este método é comumente designado por método de Injeção Global Unitária (IGU).

Microestaca tipo D: neste tipo de microestaca o processo de selagem é denominado por Injeção Repetitiva e Seletiva (IRS) e é também composto por duas fases. Na primeira fase, analogamente ao processo de injeção das microestacas tipo A e C, o furo é preenchido com calda por gravidade. A segunda fase ocorre várias horas após esta calda primária ter ganho presa e a injeção dá-se através de obturadores, colocados em todas as válvulas manchetes, com pressões que variam entre 2 a 8 MPa. repetindo-se o processo até que se atinja a força de atrito pretendida para a interface calda-solo.

Por último, faz-se referência a um outro tipo de microestacas, desenvolvido mais recentemente, que não consta no método classificativo anteriormente descrito. Este tipo diz respeito às microestacas autoperfurantes, já mencionadas em 6.2.3, que consistem na utilização de uma barra de alta resistência nervurada e de secção interior oca, à qual se acopla um bit na sua extremidade inferior, que possibilita a perfuração do solo. Através do interior da armadura, pela sua secção oca, dá-se a injeção da calda de cimento à pressão.

6.4. PROCESSO DE EXECUÇÃO

6.4.1. PREÂMBULO

Como referido em 6.2.1., as microestacas podem ser moldadas ou cravadas, sendo estas últimas de menor utilização em Portugal. Quanto às microestacas moldadas, como já se referiu no capítulo 6.3., existem vários processos construtivos que conduzem à formação de distintos tipos de microestacas. Contudo, geralmente todos estes métodos envolvem um determinado conjunto de tarefas fundamentais à sua construção, que são:

- A furação;
- A colocação da armadura;
- A selagem;
- A injeção;
- A ligação à estrutura.

Seguidamente faz-se uma breve descrição de cada uma destas fases.

6.4.2. FURAÇÃO

Atualmente existe uma grande panóplia de sistemas de furação para a construção de microestacas, podendo os equipamentos ajustar-se ao sistema de furação projetado para a execução das mesmas. Estes, para além de poderem variar consoante o tipo de solo onde as microestacas vão ser instaladas e o diâmetro de furação pretendido, têm também a capacidade de minimizar as perturbações provocadas nas estruturas adjacentes, adaptando-se assim a ambientes de trabalho exigentes em termos de vibrações e ruídos (Ruiz, 2003).

Nestes termos, pode-se concluir que o sistema de perfuração utilizado é selecionado de acordo com as necessidades, condicionantes e restrições existentes no projeto, de modo a que se assegure a estabilidade do furo e que se cumpram todas as especificações previstas, pelo que este é específico de caso para caso.

Em termos de equipamentos distinguem-se fundamentalmente os equipamentos hidráulicos de furação à rotação com trados ou trialetes e os equipamentos hidráulicos à roto-percussão com martelos de fundo-furo, martelos de superfície e trados (Figura 6.12) (Vaz, 2008 citado por Antunes, 2012).



Fig.6. 12 – Exemplo de um equipamento perfurador para a execução de microestacas [1]

O que provoca uma maior diferenciação no método construtivo é o tipo de solo, ou seja, se este é coerente ou incoerente. Em solos coerentes com capacidade de autossustentação, a furação é realizada por roto-percussão, através de varas e bit que permitem a escavação do terreno (Figura 6.13), ou através de um trado. Por outro lado, em solos incoerentes, de forma a se impedir o colapso do terreno durante o processo de furação, utiliza-se um tubo de suporte provisório colocado até à profundidade em que o solo demonstra má estabilidade, que para além da função de sustentar as paredes do furo, permite também proceder à sua escavação. Este tubo é dotado na sua base por uma coroa de metal duro, com um diâmetro ligeiramente superior ao do tubo, que permite escavar o furo na sua totalidade, ou parcialmente, deixando neste último caso a restante escavação a cargo do equipamento de escavação principal instalado no interior oco do mesmo. Nos furos de maiores diâmetros uma solução alternativa ao tubo de sustentação é a utilização de lamas bentoníticas. À medida que se avança em profundidade o tubo vai penetrando no solo e se necessário vai-se acrescentando troços ao mesmo, através de ligações macho-fêmea que estes possuem (Gonçalves, 2010).

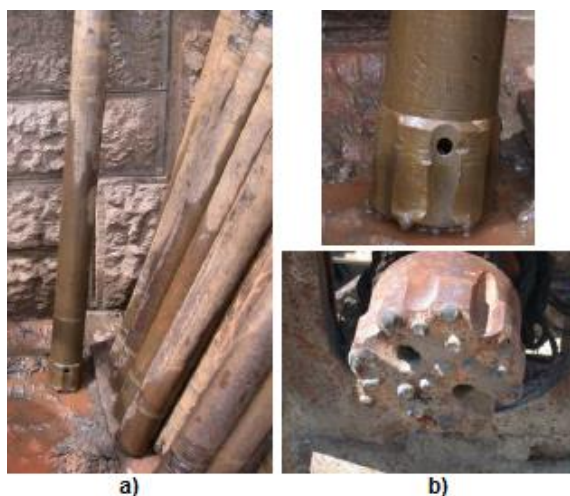


Fig.6.13 – a) Varas de furação; b) Bits ou cabeças de furação [1]

Caso se utilize esta última solução descrita, recorre-se ainda a um fluido, geralmente a água, que permite o arrefecimento da ferramenta de escavação e o encaminhamento dos detritos até à superfície (Shong e Chung, 2003).

Os trabalhos de furação são tipicamente realizados por dois trabalhadores. O operador do equipamento, que monta a ferramenta de escavação na cabeça de rotação do equipamento e posiciona o eixo da mesma coincidente com o eixo do furo a realizar, sendo a verticalidade ou o ângulo a dar ao eixo da ferramenta medido por níveis situados no equipamento. O trabalhador auxiliar tem a função de observar a furação, descrevendo o progresso da mesma, de retirar o solo que vai emergindo à superfície, de montar os troços adicionais da vara, etc. (Gonçalves, 2010).

Finalizada a furação procede-se à limpeza do furo através de água ou ar à pressão.

6.4.3. COLOCAÇÃO DA ARMADURA

Como mencionado em 6.2.3., a armadura que serve de reforço às microestacas pode ser constituída por um varão ou grupo de varões e por perfis metálicos, sendo os perfis tubulares os mais vulgarmente utilizados. Esta é colocada manualmente ou com auxílio de equipamentos de elevação mecânicos.

Caso a armadura das microestacas seja concretizada através de varões de aço e estes possuam um comprimento superior a 12 metros, a armadura executada tem de ser alvo de emendas, que diferem na sua realização dependendo se a estaca trabalha à compressão, tração ou flexão (Neves, 2010).

Quanto à armadura por perfis tubulares, verifica-se que os mais utilizados em Portugal são os perfis tubulares TM (tubo manchete) (Figura 6.14a e 6.14b), que possibilitam a realização de microestacas através do método de IRS (Injeção Repetitiva Seletiva), formando, de acordo com a classificação apresentada em 6.3.3., microestacas do tipo D. Segundo Ruiz (2003), caso seja necessário reforçar as zonas de ligação entre diferentes troços de tubos, o que é bastante relevante em microestacas sujeitas a esforços de tração, utilizam-se elementos de união exteriores (Figura 6.14c).



Fig.6.14 – Perfis tubulares para microestacas: a) tubos manchete; b) pormenor da válvula manchete; c) elementos de união exterior [34]

Os tubos TM possuem um troço inicial que serve de tampão de fundo (Figura 6.15), sendo este o primeiro a ser introduzido. Posteriormente, introduzem-se os tubos com válvulas tipo manchete que permitem realizar o bolbo de selagem da microestaca. Após a introdução destes, colocam-se os tubos sem válvulas ao longo de todo o comprimento livre das microestacas (Vaz, 2008 citado por Antunes, 2012).



Fig.6.15 – Tubo tampão de fundo [34]

A armadura deve ser colocada com espaçadores, de modo a se assegurar o cumprimento do recobrimento estipulado no projeto.

Por fim, no que toca à proteção da armadura contra a corrosão refere-se que, segundo a norma europeia EN 14199, esta tem de ter em conta a agressividade do meio, o tipo de microestaca, o tipo de carregamento, o tipo de aço utilizado e o tempo de vida útil definido para o projeto (Sacadura, 2009).

6.4.4. SELAGEM

Após a colocação da armadura, procede-se à execução da selagem, devendo o intervalo de tempo entre as duas fases ser o mínimo possível, de forma a se assegurar que o furo se mantém estável e limpo. A selagem pode ser total, no caso da construção de microestacas do tipo A e B, onde o furo é totalmente preenchido pela calda de cimento, ou pode ser parcial, selando apenas o espaço anelar existente entre o furo e a armadura tubular, no caso da construção de microestacas do tipo C e D (Gonçalves, 2010).

A calda deve ser colocada de baixo para cima, através de um tubo, normalmente de PVC, levado até ao fundo do furo, ou recorrendo a um obturador posicionado na última válvula do tubo manchete, nos casos das microestacas tipo C e D. Neste último caso a selagem deve ser realizada até ao completo preenchimento do espaço anelar existente e a operação é designada por injeção primária (Antunes, 2012).

Para além da selagem, a injeção da calda de cimento permite também realizar o transporte de detritos depositados no fundo do furo até à superfície, devendo, portanto, refluir à superfície limpa e consistente no final dos trabalhos.

6.4.5. INJEÇÃO

Esta fase de realização aplica-se às microestacas do tipo C e D, em que se recorre a um tubo manchete para se proceder à Injeção Global Unitária (IGU), no caso das microestacas tipo C, ou à Injeção Repetitiva e Seletiva (IRS), no caso das microestacas tipo D.

Para o caso das microestacas do tipo D, após o preenchimento do espaço anelar existente entre o tubo e o furo, realizam-se injeções repetidas de calda de cimento, recorrendo-se a um obturador duplo, que percorre todas as válvulas manchete, desde a que se encontra a uma maior profundidade até à que se situa a uma cota mais elevada. Em cada válvula é injetada uma determinada quantidade de calda de cimento aferindo-se as pressões de abertura da mesmas e a pressão de injeção da calda. Esta operação é executada 12 a 24 horas após a selagem, sendo o processo repetido até se alcançarem pressões de injeção que produzam bolbos capazes de mobilizar a força atrítica pretendida entre a interface da calda injetada e o solo circundante (Antunes, 2012).

Para o caso das microestacas tipo C, recorre-se ao método IGU, em que se utiliza um obturador simples, sendo este processo realizado de uma só vez.

Posteriormente à conclusão desta operação procede-se à colocação da eventual armadura complementar no interior do tubo manchete, executando-se de seguida a selagem do seu interior, que é preenchido com calda de cimento.

6.4.6. LIGAÇÃO À ESTRUTURA

Após a construção das microestacas, estas têm de ser ligadas à restante estrutura através de maciços de encabeçamento ou vigas em betão armado, de forma a que as microestacas trabalhem em conjunto, aumentando a resistência do sistema. Assim sendo, é necessário:

- Escavar o terreno até à cota de fundação do maciço de encabeçamento ou da viga de betão armado a construir;
- Realização da limpeza do local e de uma camada de betão de regularização na base da fundação;
- Execução da armadura do maciço ou da viga;

- Montagem da cofragem do elemento;
- Betonagem.

O modo de ligação entre as microestacas com a viga ou o maciço de encabeçamento, varia consoante a capacidade pretendida para a ligação e com o modo como as microestacas funcionam, isto é, se trabalham unicamente à compressão ou se também trabalham à tração. Tipicamente são utilizadas placas de aço e anéis metálicos nestas ligações (Figura 6.16) (Armour, et al., 2000).

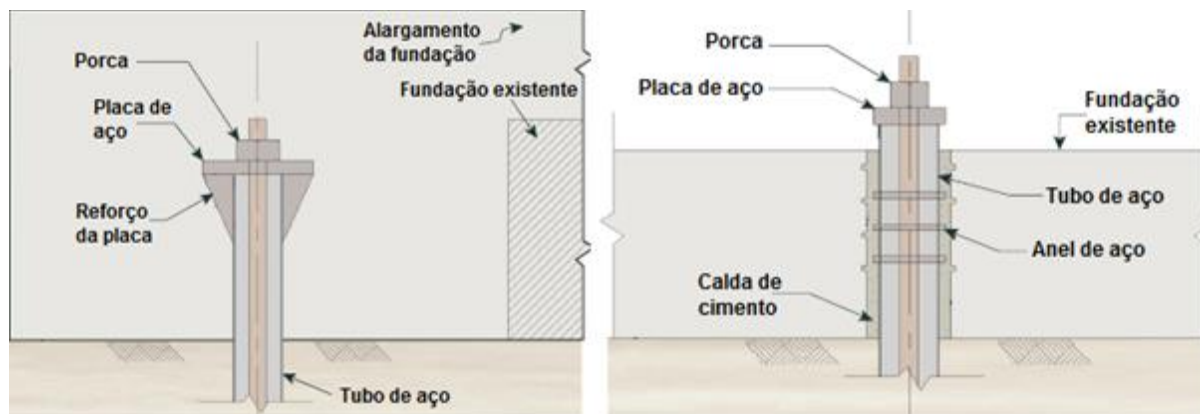


Fig.6.16 – Esquemas exemplificativos de ligação das microestacas aos restantes elementos da estrutura [4]

6.5. CONTROLO DA QUALIDADE

A qualidade das microestacas é fortemente dependente do seu processo de execução, pelo que se aconselha que a sua instalação seja realizada por uma empresa especialista devidamente qualificada, com larga experiência na área e com métodos executivos consolidados (resultantes de uma ampla investigação e da realização de ensaios), cuja aplicação já deu provas do seu bom funcionamento em obras anteriores.

Para além da experiência possuída pela empresa contratada, a qualidade das microestacas depende também do tipo e capacidade do equipamento utilizado, da caracterização do solo efetuada e da realização dos ensaios mais apropriados, que permitem uma correta avaliação da interação solo-microestaca.

De modo a se assegurar a qualidade das microestacas executadas, deve ser seguido um rigoroso plano de controlo, que, entre outros aspetos, deverá ter em conta (Armour et al., 2000):

- O desempenho previsto para a microestaca e as tolerâncias definidas;
- A localização e orientação das microestaca;
- A configuração e dimensões da microestaca;
- A capacidade prevista para a microestaca;
- As características e o estado do solo;
- A adequação do equipamento utilizado;
- A qualidade da calda utilizada;
- As técnicas de selagem e de injeção;
- O estado de conservação da armadura, verificando se não existem gorduras ou outras substâncias presentes na mesma que possam prejudicar a sua aderência à calda;

- A necessidade de utilização de dispositivos como centralizadores ou espaçadores, na colocação da armadura;
- A necessidade de estabilizar o furo com tubos de suporte provisórios ou fluidos estabilizantes;
- O plano de instalação, compreendendo as fases do processo e o seu agendamento.

6.6. ENSAIOS

De modo a verificar a capacidade das microestacas em suportar as cargas de projeto sem excessivos movimentos e com um adequado fator de segurança durante o tempo útil de vida da estrutura, as microestacas são sujeitas a ensaios. Para além desta avaliação, a execução de microestacas-teste e o seu ensaio permite também verificar a adequabilidade dos métodos de perfuração, selagem e injeção utilizados na execução das microestacas definitivas pela empresa contratada.

Assim sendo, na realização destas microestacas-teste, as condições do solo ou do maciço rochoso, bem como o método construtivo aplicado, o equipamento e o operador utilizados devem ser os mesmos que serão aplicados aquando da realização das microestacas definitivas. Caso os ensaios realizados nas microestacas-teste revelem uma deficiente execução ou uma força atrítica na interface calda-solo menor que a definida em projeto, a empresa responsável pela sua execução deverá alterar o seu modo construtivo, realizando as correções necessárias.

Se durante a execução das microestacas definitivas algum aspeto ou parâmetro variar relativamente aos ensaios efetuados, ensaios adicionais terão de ser efetuados.

Os ensaios realizados são caracterizados por um aumento incremental da carga aplicada na microestaca, medindo-se o deslocamento da sua cabeça provocado por cada um desses incrementos aplicados. Tipicamente o registo dos deslocamentos observados é realizado após a aplicação do primeiro incremento de carga e antes de se proceder à aplicação do incremento de carga seguinte, repetindo-se este procedimento para os restantes incrementos realizados. O valor dos incrementos de carga, o seu tempo de duração e o número de medições realizado para cada incremento é definido no caderno de encargos.

Relativamente aos tipos de ensaios refere-se que os ensaios de capacidade de carga última e os ensaios de prova são normalmente executados. Os ensaios de capacidade de carga última são executados em microestacas-teste, levando-se as mesmas à rotura, a qual é caracterizada por um deslocamento excessivo. Estes ensaios permitem determinar a capacidade de carga última e compará-la com a prevista. Quanto aos ensaios de prova, estes são realizados em microestacas definitivas, aplicando-se, normalmente, um único ciclo de carga por incrementos até uma determinada carga pré-definida. Com este tipo de ensaios pretende-se avaliar a capacidade das microestacas suportarem as cargas de serviço em condições de segurança, sem que ocorram grandes deslocamentos durante o seu tempo de vida útil (Armour et al., 2000).

Por fim, refere-se que as microestacas podem ser ensaiadas tanto à compressão como à tração. Caso as microestacas suportem os dois tipos de esforços, estas devem ser submetidas aos dois métodos de ensaio. Nestas situações o ensaio de tração normalmente é realizado em primeiro lugar, já que caso ocorra algum movimento residual da microestaca durante o mesmo, esta pode ser colocada na sua posição inicial, para depois ser ensaiada à compressão.

A aplicação das cargas pode variar, podendo-se recorrer a um único ciclo de carga, por sucessivos incrementos, ou a vários ciclos de carga, onde os incrementos são aplicados e removidos até se atingir

uma determinada carga pré-definida. Relativamente a este aspeto, salienta-se que os ciclos de carga múltiplos são preferíveis quando se pretende realizar ensaios até à rotura (Armour et al., 2000).

Para ensaios de carga axiais e laterais, os sistemas mais comuns incluem macacos hidráulicos, para aplicação das cargas, e uma estrutura de reação. A estrutura de reação pode ser composta por microestacas adicionais, ancoragens, perfis metálicos, etc. Na Figura 6.17 podem-se observar dois esquemas exemplificativos de sistemas de reação para ensaios de compressão (Figura 6.17a) e tração (Figura 6.17b).

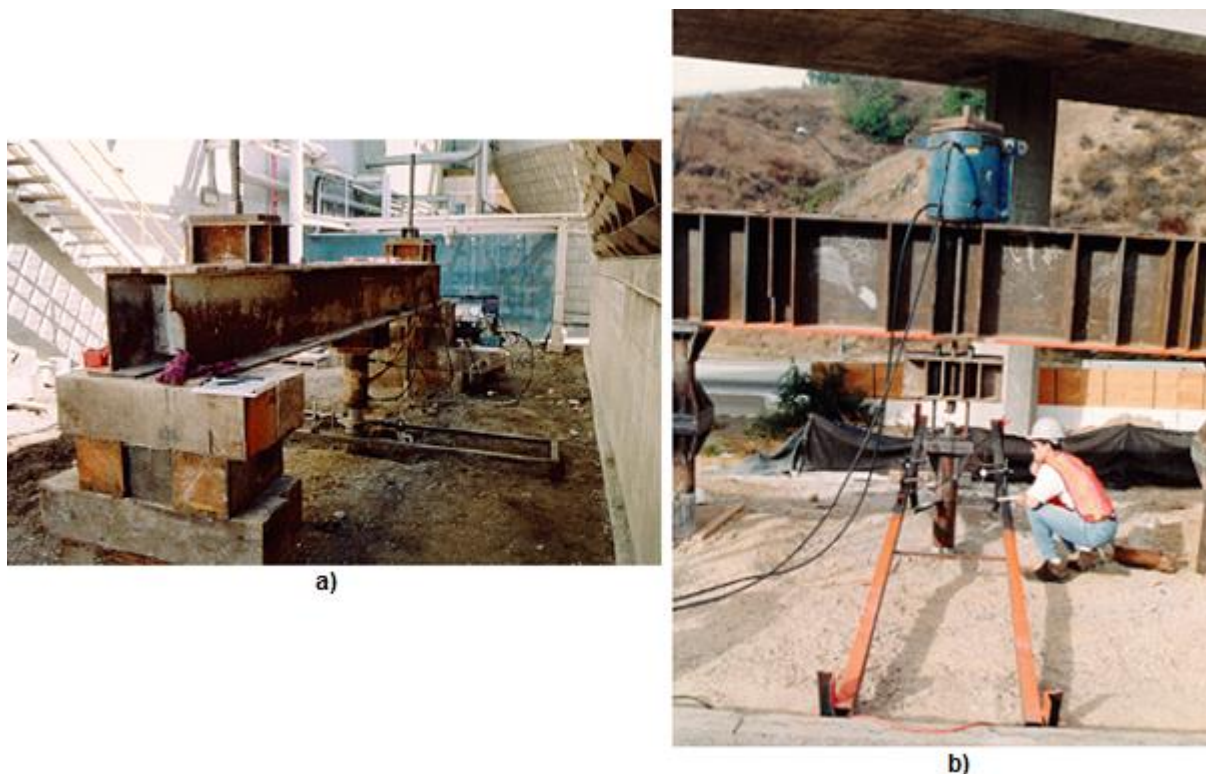


Fig.6.17 – Sistemas de reação para ensaios de microestacas: a) à compressão; b) à tração [4]

6.7. DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO

6.7.1. PREÂMBULO

Sempre que se verificam grandes carências do terreno de fundação, sendo reduzida a viabilidade do reforço superficial das fundações, é possível procurar assegurar a colaboração de camadas profundas do terreno, previamente identificadas na campanha de prospeção geotécnica, com melhores características de resistência e deformabilidade, com o objetivo de se transferir as cargas transmitidas pelas fundações para essas camadas localizadas em profundidade.

Uma solução possível para o problema é então o recurso à execução de microestacas, podendo o reforço das fundações se concretizar de duas formas, com o atravessamento das fundações pelas próprias microestacas ou com a execução das microestacas nas proximidades das fundações, sendo estas posteriormente ligadas às fundações existentes através de vigas de coroamento que permitem o travamento e encabeçamento das microestacas.

Apesar de existirem vários métodos de fundações profundas que poderiam desempenhar esta função, a solução por microestacas é das mais recomendáveis sobretudo pela sua capacidade de execução em espaços de trabalho limitados (de reduzido pé-direito, por exemplo), pelo seu reduzido diâmetro, pela

possibilidade de serem realizadas com diversas inclinações, pelo equipamento permitir o atravessamento das fundações e pelas reduzidas vibrações que introduzem no solo e por conseguinte na própria estrutura a reforçar, bem como nas estruturas vizinhas.

6.7.2. FASES DE EXECUÇÃO DO REFORÇO DE FUNDAÇÕES POR ATRAVESSAMENTO

Nestes casos em que o reforço é realizado atravessando a própria fundação (Figura 6.18), a execução dos trabalhos é relativamente simples, uma vez que a solidarização das microestacas à fundação existente é direta, sendo assegurada pelo processo de injeção das mesmas. Apesar disto, chama-se a atenção para dois aspetos especialmente relevantes que devem ser verificados neste método de reforço. O facto das microestacas atravessarem diretamente a fundação existente implica necessariamente que a fundação a reforçar tenha uma resistência e uma altura suficientes, para ser possível a amarração das mesmas.

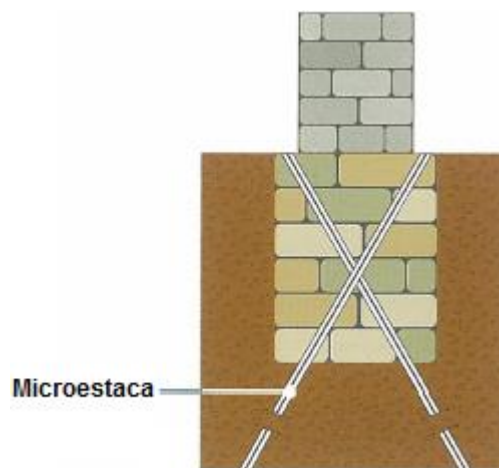


Fig.6.18 – Esquema representativo de reforço por atravessamento de microestacas [2]

Seguidamente apresentam-se as operações usualmente envolvidas no reforço de fundações por atravessamento através de microestacas:

- Colocação do equipamento de execução das microestacas no local da sua realização, com o eixo do equipamento de furação coincidente com o eixo do furo a realizar. A inclinação a conferir à microestaca é assegurada por níveis situados no equipamento;
- Realização do furo utilizando o sistema de furação mais adequado, como descrito em 6.4.2.;
- Colocação da armadura, de acordo com o apresentado em 6.4.3.;
- Posteriormente procede-se à selagem e injeção consoante o tipo de microestaca executado, conforme o descrito em 6.4.4. e 6.4.5.;

6.7.3. FASES DE EXECUÇÃO DO REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM VIGAS DE COROAMENTO

O recalce de fundações recorrendo a microestacas solidarizadas no topo através de vigas de coroamento pode ser realizado de ambos os lados ou apenas pelo lado interior, caso o acesso a ambos os lados esteja inviabilizado pela presença de estruturas contíguas, situação essa que se revela cada vez mais frequente, devido à crescente densificação das atuais zonas urbanas.

O recalçamento de fundações através de microestacas pode ser uma solução passiva ou ativa. Caso a estrutura seja escorada previamente à realização das microestacas e das vigas de recalçamento, passando a descarregar sob o conjunto após a sua conclusão, considera-se que o reforço é ativo. Caso contrário, o reforço é considerado passivo, pois só entra em carga para novas solicitações (Appleton, 2011).

Quando a fundação a recalçar é acessível por ambos os lados a solução de reforço normalmente adotada passa pela execução de uma fiada de microestacas, realizadas em cada um dos lados da fundação e ao longo de toda a sua extensão longitudinal. Posteriormente à sua execução, estas são ligadas à fundação existente através de vigas de coroamento de betão armado, construídas lateralmente à mesma, que por sua vez são tornadas solidárias entre si e com a fundação original, pela aplicação de barras de aço de alta resistência (por exemplo barras *GEWT*) que atravessam estes elementos estruturais de um lado ao outro, garantindo deste modo o monolitismo da solução (Figura 6.19).



Fig.6.19 – Recalçamento de uma fachada através de microestacas e vigas de recalçamento [8]

Uma solução alternativa à anteriormente descrita, consiste em recalçar a fundação existente na mesma através da realização de uma fiada de microestacas em cada um dos seus lados, porém a sua ligação a esta última é efetuada através de maciços ou vigas de encabeçamento transversais (dispostas com um determinado espaçamento), metálicas ou de betão armado, que atravessam a própria fundação a recalçar ou a parede por ela suportada (Figura 6.20).

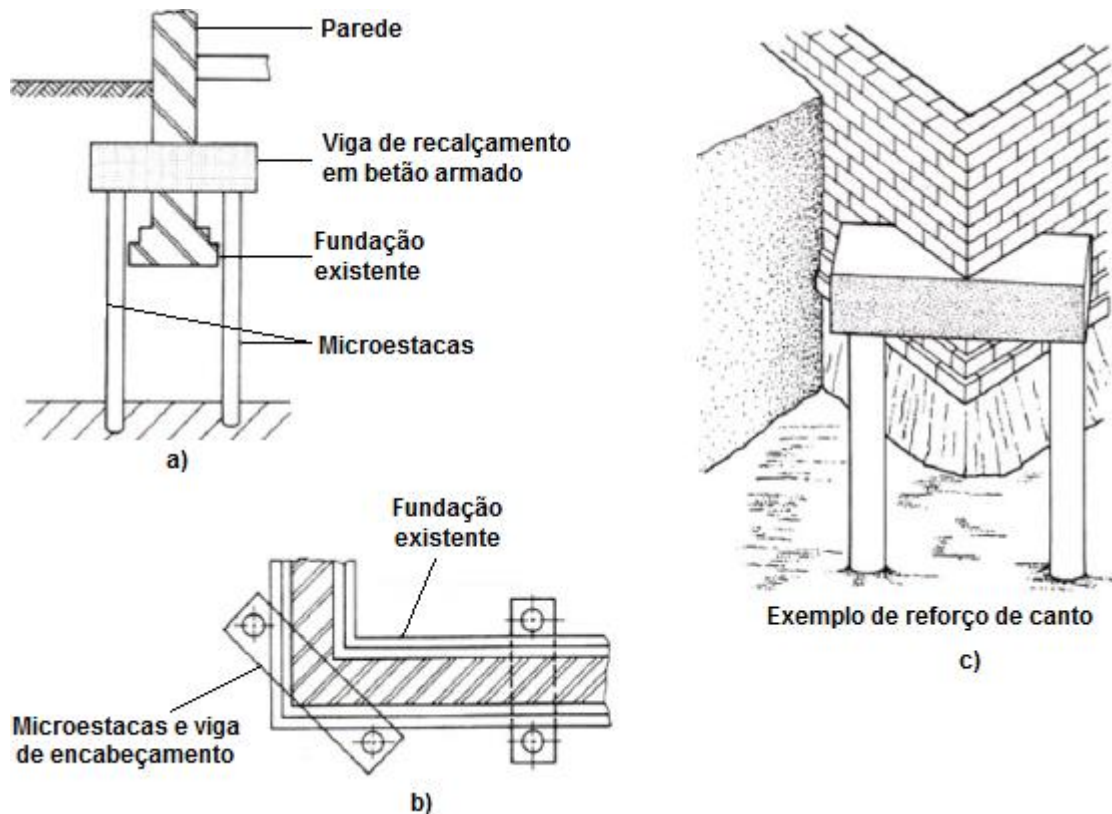


Fig.6.20 – Esquema de recalce de fundações com microestacas encabeçadas por vigas de betão armado que atravessam a fundação existente ou a parede que suporta: a) alçado; b) planta; c) perspectiva [1]

Relativamente aos casos em que a fundação é acessível por um só dos lados a solução adotada baseia-se num sistema em consola (Figura 6.21). Tipicamente, o processo consiste em executar duas fiadas de microestacas nas proximidades da fundação a recalçar, onde as microestacas da fiada mais próxima trabalham à compressão e as da mais distante trabalham à tração, sendo estas posteriormente ligadas entre si e à fundação existente através de uma viga longarina ou de uma banda de laje, que por sua vez se encontra solidarizada à fundação original a recalçar. As vigas de recalçamento utilizadas são frequentemente reforçadas no seu interior por perfis metálicos, de modo a conferir às mesmas uma elevada resistência à torção e à flexão, já que a transferência de carga para as microestacas é realizada excentricamente.

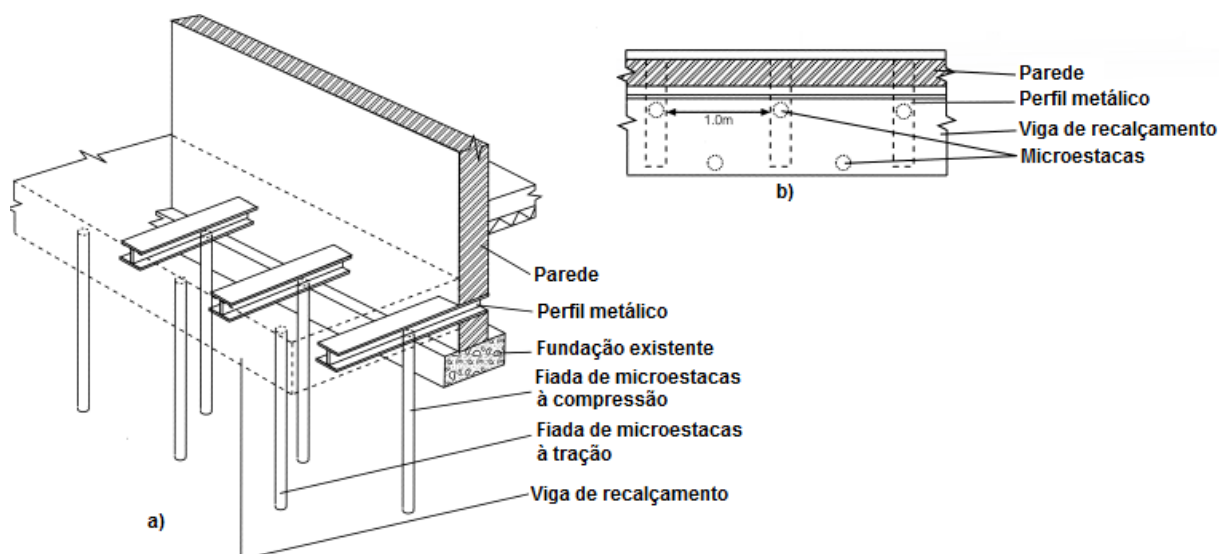


Fig.6.21 – Esquema de recalce em consola: a) perspectiva; b) planta [36]

Para além de fundações contínuas, as microestacas também permitem recalçar sapatas isoladas, sendo o processo bastante semelhante ao descrito para o recalce de fundações contínuas acessíveis por ambos os lados. O método consiste na realização de um maciço de cintura da sapata existente, podendo este ser em betão armado, ao qual são ligadas as microestacas previamente executadas. O monolitismo da solução é assegurado pela introdução de uma barra de aço de alta resistência (por exemplo tipo *GEWI*) no conjunto, atravessando a cinta de betão e a sapata existente (Figura 6.22) (Coelho, 1996).

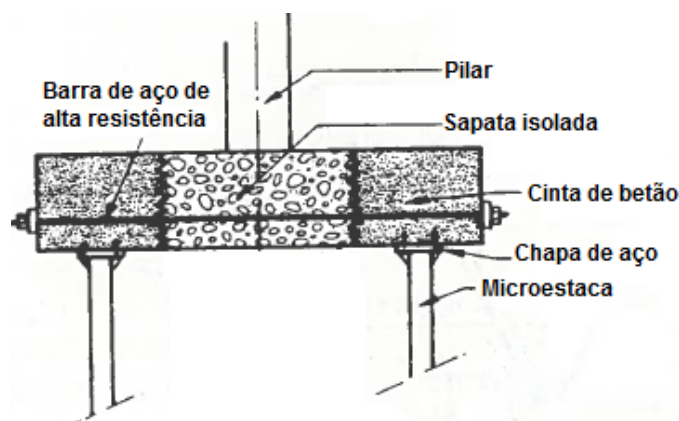


Fig.6.22 – Esquema de reforço de sapatas isoladas [22]

A tecnologia de microestacas também pode ser uma solução de reforço de ensoleiramentos gerais, através da realização de uma grelha de furos na laje de betão armado, através da técnica de carotagem, onde posteriormente são executadas as microestacas, sendo estas seladas à laje.

No que toca à solução de recalce de fundações através de microestacas encabeçadas por vigas de recalçamento, o processo é semelhante caso se tratem de fundações acessíveis por ambos os lados ou apenas por um deles. Deste modo, seguidamente apresentam-se as principais operações realizadas na execução desta solução de recalce (ver caso de obra na Figura 6.19):

- Colocação do equipamento de execução das microestacas no local da sua realização, com o eixo do equipamento de furação coincidente com o eixo do furo a realizar. A inclinação a conferir à microestaca é assegurada por níveis situados no equipamento;

- Realização do furo utilizando o sistema de furação mais adequado, como descrito em 6.4.2.;
- Colocação da armadura, de acordo com o apresentado em 6.4.3.;
- Posteriormente procede-se à selagem e injeção consoante o tipo de microestaca executado, conforme o descrito em 6.4.4. e 6.4.5.;
- Escavação do terreno até à cota de implantação da viga de recalçamento;
- Realização da limpeza do local e de uma camada de betão de regularização na base da fundação;
- Execução dos elementos de ligação da microestaca com a viga de recalçamento;
- Execução da armadura da viga de recalçamento;
- Realização da cofragem da viga de recalçamento;
- Betonagem da viga de recalçamento;
- Remoção da cofragem;
- Introdução das barras de aço de alta resistência.

Relativamente ao procedimento anteriormente descrito, a única diferença existente na realização de recalces de fundações acessíveis por um só lado, é o facto da viga de recalçamento ser reforçada com perfis metálicos, para além da armadura realizada com varões de aço. A colocação destes perfis é feita em rasgos abertos nas fundações originais.

6.8. CASOS DE OBRA

6.8.1. RECALCE DO PALÁCIO CAMPOSAGRADO EM AVILÉS

O Palácio Camposagrado (Figura 6.23), construído no século XVII, localiza-se na cidade medieval de Avilés e constitui um dos exemplos mais imponentes da arquitetura barroca da região das Astúrias.



Fig.6.23 – Fachada principal do Palácio Camposagrado [35]

Em 2002 iniciaram-se obras de reabilitação e remodelação no edifício, sendo a construção de uma cave, numa das suas partes, um dos principais objetivos das mesmas.

Extensivos estudos levados a cabo antes do arranque dos trabalhos, de modo a conhecer a estrutura e a condição do edifício, revelaram que tanto a natureza das paredes resistentes em alvenaria como das suas fundações eram bastante variáveis. As paredes exteriores possuíam duas camadas de alvenaria, uma exterior em pedra polida trabalhada e uma interior em alvenaria corrente. As paredes interiores possuíam uma só camada de alvenaria corrente. Quanto à profundidade das fundações verificou-se

também uma grande variabilidade, encontrando-se secções onde estavam quase à superfície e outras que iam a uma profundidade de 1,8 metros (Gonzáles e Velasco, 2007).

Verificou-se também que algumas das paredes tinham sido alvo de alterações em diferentes períodos, levando a que se encontrassem elementos de diferentes rigidezes numa única parede (Figura 6.24). Em alguns casos as alterações conduziram a um incremento de cargas nas paredes, sem que estas tivessem sido reforçadas, colocando-as assim parcialmente em ruínas (Figura 6.24).



Fig.6.24 – Parede interior: a) parcialmente em ruínas; b) com elementos de diferentes rigidezes [35]

Posto isto, devido à condição precária das paredes do edifício, a construção da cave teve de ser antecedida de um recalce das fundações, com o cuidado de se alterar o mínimo possível o estado de tensão nas paredes, nomeadamente nas mais debilitadas.

A solução adotada consistiu no recalce de uma das paredes interiores, acessível de ambos os lados, através de microestacas e no recalce das paredes exteriores através de uma cortina de microestacas ancoradas, que servia também de cortina de contenção. Em ambos os casos as microestacas foram realizadas antes da execução da escavação, tendo sido levadas até ao firme.

Quanto às paredes exteriores, após a realização das microestacas escavou-se 1 metro de altura (Figura 6.25a), construindo-se seguidamente a viga de coroamento e instalando-se posteriormente o primeiro nível de ancoragens da cortina (Figura 6.25b). Isto permitiu executar a escavação até cerca de metade da altura da cave, altura em que se procedeu à instalação da viga de repartição correspondente ao segundo nível de ancoragens e seguidamente à execução das mesmas (Figura 6.26a). A cortina foi também reforçada com uma camada de betão armado (Figura 6.26b).

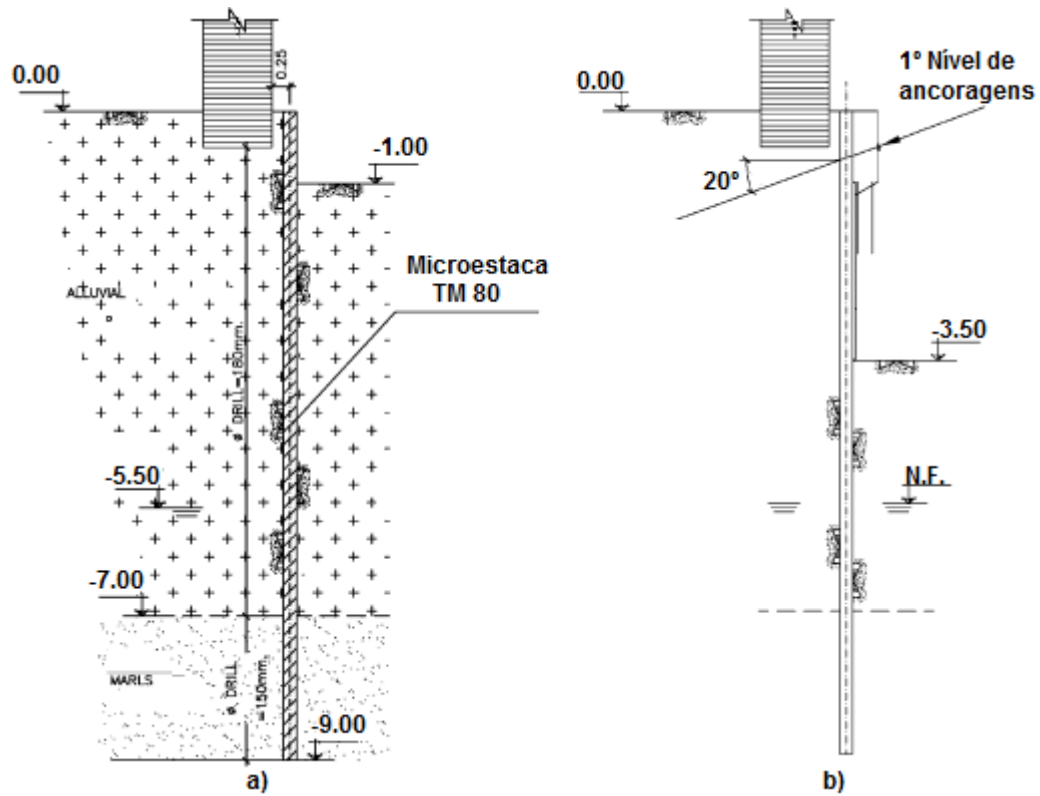


Fig.6.25 – Esquema representativo das fases de execução relativas às paredes exteriores: a) 1º fase; b) 2º fase [35]

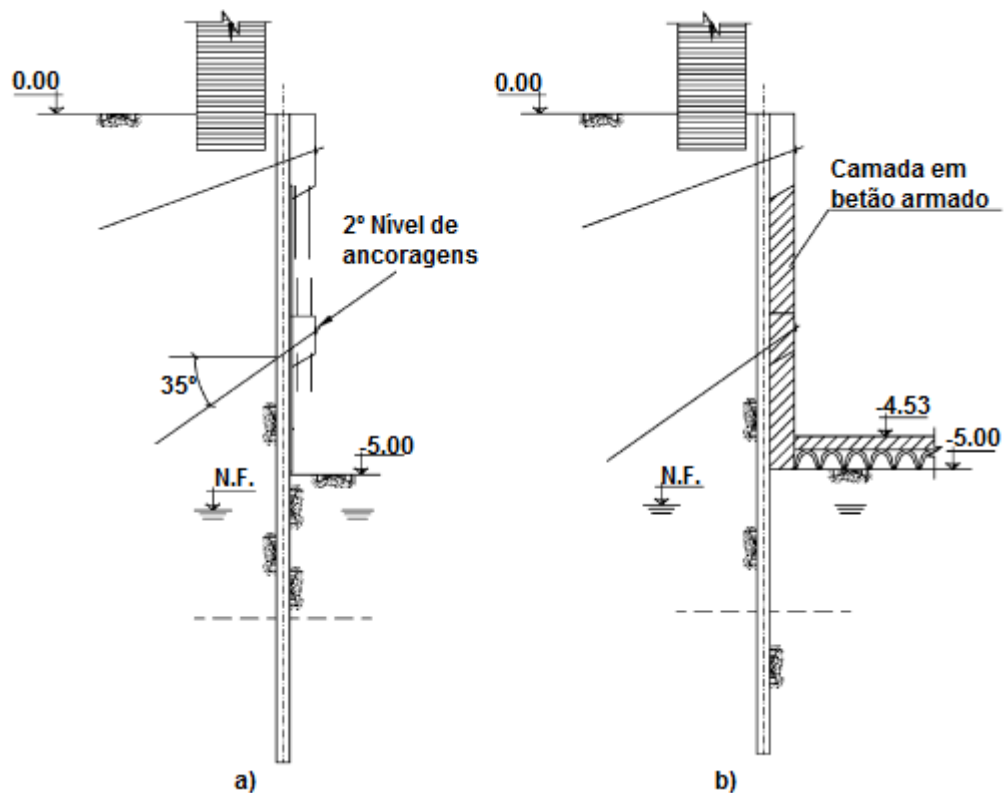


Fig.6.26 – Esquema representativo das fases de execução relativas às paredes exteriores: a) 3º fase; b) 4º fase [35]

Quanto à parede interior, esta foi recalçada por duas fiadas de microestacas, realizadas uma de cada lado da fundação (Figura 6.27a). Posteriormente, os pares de microestacas foram ligados entre si através de vigas metálicas, materializadas por perfis HEB 140, colocados em rasgos abertos na parede. Para garantir uma correta transmissão de cargas, os espaços entre os perfis e as aberturas feitas na parede foram injetados com calda de cimento, assegurando-se assim a sua solidarização. Posteriormente foram realizadas as vigas de recalçamento em betão armado, que encabeçaram as microestacas (Figura 6.27a), procedendo-se de seguida à escavação até metade da altura projetada. Neste ponto, foram utilizados dois perfis metálicos HEB 140 que contraventaram as microestacas impedindo fenómenos de encurvadura nas mesmas (Figura 6.27b). Finalmente a escavação foi completada e executou-se a nova fundação contínua da parede interior, bem como a nova parede de betão armado que foi levada até 1 cm da base da parede de alvenaria existente (Figura 6.28a). Para garantir um contacto perfeito entre a nova parede de betão e a de alvenaria existente, o espaço de 1 cm deixado entre as mesmas foi posteriormente preenchido por argamassa não retrátil. Por fim, as vigas de recalçamento foram demolidas e tanto as microestacas como as vigas de contraventamento intermédias foram cortadas (Figura 6.28b).

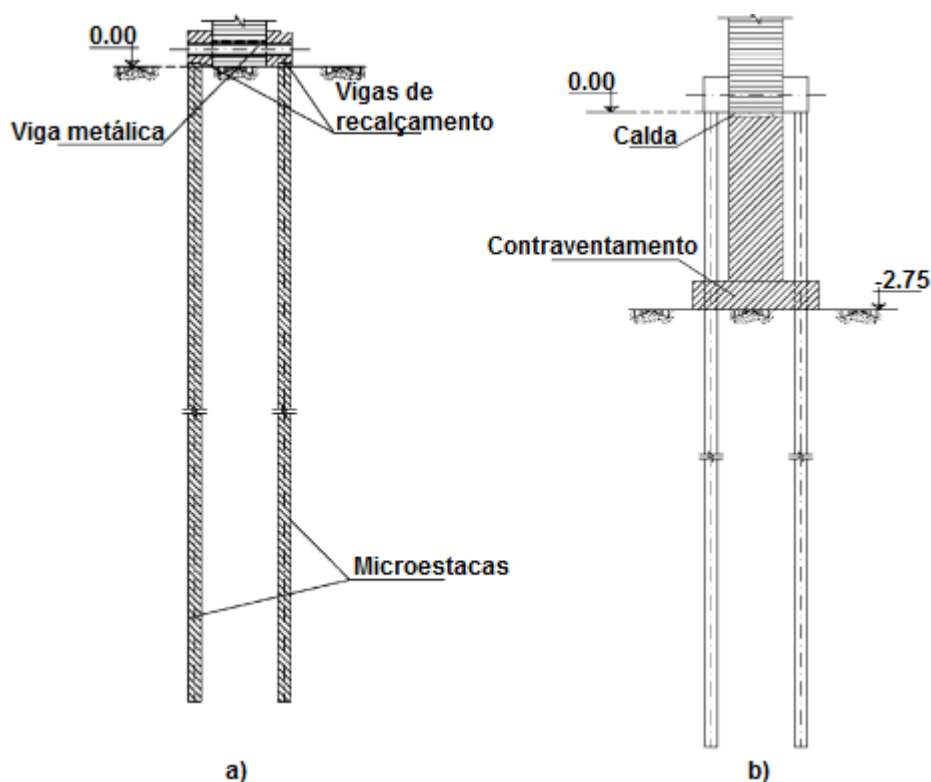


Fig.6.27 – Esquema representativo das fases de execução relativas à parede interior: a) 1ª fase; b) 2ª fase [35]

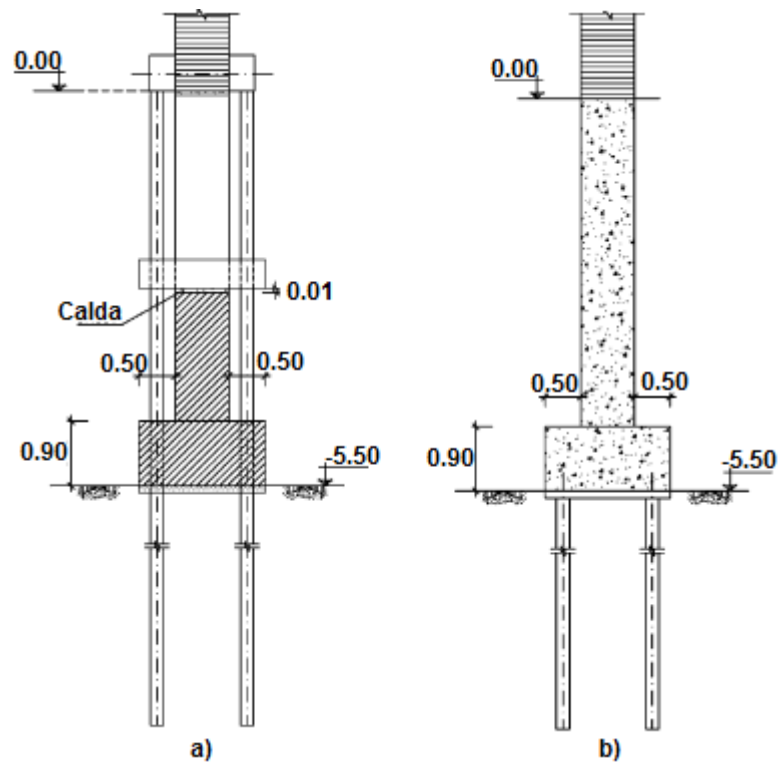


Fig.6.28 – Esquema representativo das fases de execução relativas à parede interior: a) 3ª fase; b) 4ª fase [35]

Na Figura 6.29 apresentam-se algumas perspectivas dos trabalhos realizados.



Fig.6.29 – a) Perspetiva da cortina de microestacas ancorada; b) perspetiva da cortina com camada de betão; c) perspetiva do recalce da parede interior [35]

6.8.2. REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO DO TEATRO AVEIRENSE

O edifício do Teatro Aveirense, construído em 1881, e constituído por estrutura em alvenaria de pedra, foi alvo de trabalhos de recuperação e de remodelação, que pressupunham a execução de um piso enterrado na zona nobre, correspondente ao palco, plateia/balcão e que confronta com a Rua Belém do Pará, adjacente à Praça da República. Na zona onde foi realizada a escavação (Figura 6.30), com uma área de cerca de 550 m², localizam-se o sub-palco, o fosso de orquestra, a sala do piano, o grupo hidropneumático e a oficina, estes últimos situados sob a plateia e sob o balcão. A intervenção realizada determinou a necessidade de se realizar uma escavação na área descrita, com aproximadamente 3 metros de profundidade média, envolvendo, consequentemente, a necessidade de recalçar as paredes a preservar, localizadas na zona da boca do palco, da realização das fundações dos novos pilares, situados no interior e na periferia da escavação, e da construção de uma cortina de contenção periférica que permitisse conter os terrenos escavados e limitar a afluência de água à escavação, durante e após os trabalhos (Pinto et al., 2004).

Assim sendo, para a execução da cortina de contenção periférica foram utilizadas colunas de *jet grout*, enquanto que o recalçamento das fundações das paredes interiores foi executado através de microestacas. Seguidamente referem-se os principais critérios de conceção e execução do recalce das paredes interiores existentes.

A realização da escavação até uma cota inferior à da fundação das paredes existentes, localizadas no alinhamento previsto para o fosso da orquestra, determinou que estas paredes fossem recalçadas através de pares de microestacas, devidamente seladas nas camadas de solo firme. De modo a promover uma boa transferência de cargas, a solidarização das paredes existentes aos maciços de encabeçamento das microestacas foi realizada através de mecanismos de costura constituídos por barras pré-esforçadas de aperto, do tipo *GEWI* (Figura 6.31).

Acima da cota final da escavação, entre esta e os maciços de encabeçamento, foi realizada, de forma faseada, uma parede de betão armado, cujas faces opostas também foram solidarizadas através de barras tipo *GEWI*. O objetivo destas paredes era aumentar o confinamento dos terrenos de fundação das paredes existentes e de, simultaneamente, embeber os tubos das microestacas, garantindo o seu confinamento e evitando, sempre que possível, a sua demolição.

Nas Figuras 6.32 e 6.33 pode-se observar o tipo de soluções executadas para as paredes periféricas e para as paredes interiores.



Fig.6.30 – Trabalhos de escavação [63]



Fig.6.31 – Recalce das paredes interiores [63]



Fig.6.32 – Soluções adotadas para a cortina periférica e para o recalce das fundações das paredes interiores [63]

A zona delimitada pela elipse vermelha apresentada na Figura 6.32, corresponde à solução adotada para o recalce das paredes interiores a preservar. Pela dificuldade de percepção da solução adotada pela Figura 6.32, apresenta-se uma ampliação da mesma zona na Figura 6.33.

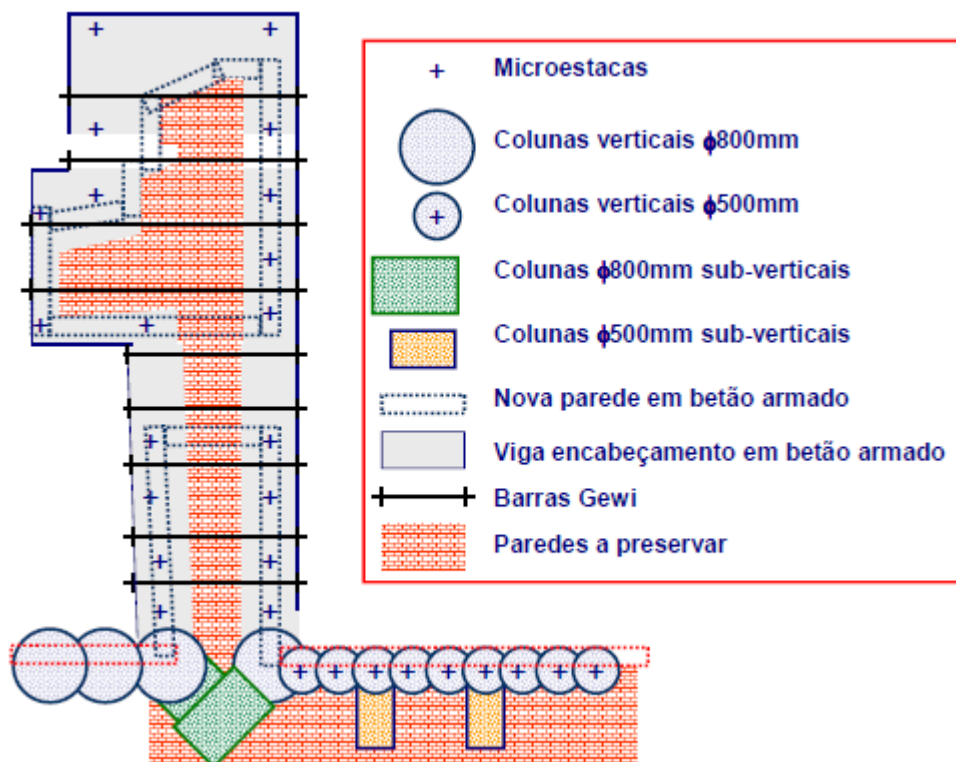


Fig.6.33 – Esquema em planta do reforço das paredes interiores a preservar [63]

6.8.3. AMPLIAÇÃO SUBTERRÂNEA DO TEATRO CIRCO DE BRAGA

Os trabalhos de recuperação e ampliação subterrânea do Teatro Circo determinaram a necessidade de efetuar uma escavação com aproximadamente 11 metros de altura, motivada pela construção de um novo auditório e das respetivas infraestruturas de apoio. Esta obra exigia a preservação de parte dos três níveis de balcões e da entrada principal, existentes na zona central do edifício e sobre a área a escavar. Para tal a plateia existente em piso elevado foi demolida e posteriormente reconstruída, sendo o novo auditório construído sob esta.

Nas Figuras 6.34 e 6.35 apresentam-se um esquema ilustrativo da planta do edifício e um corte longitudinal do mesmo, respetivamente.

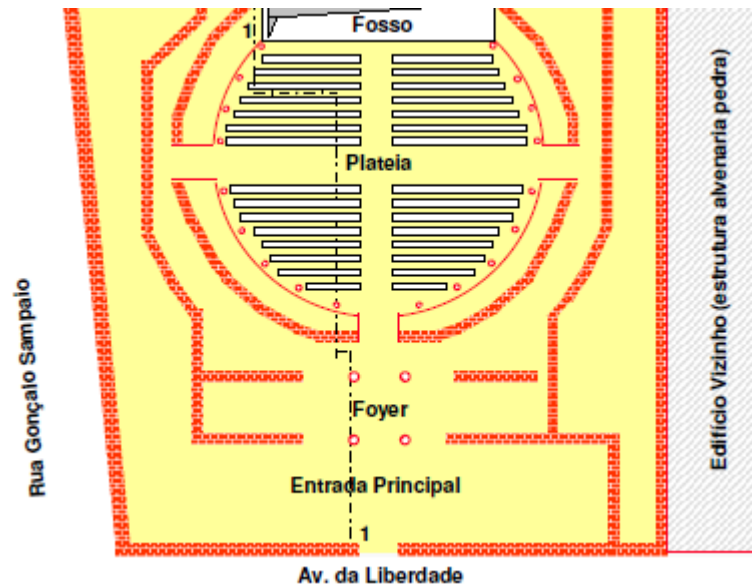


Fig.6.34 – Esquema da planta do edifício [68]

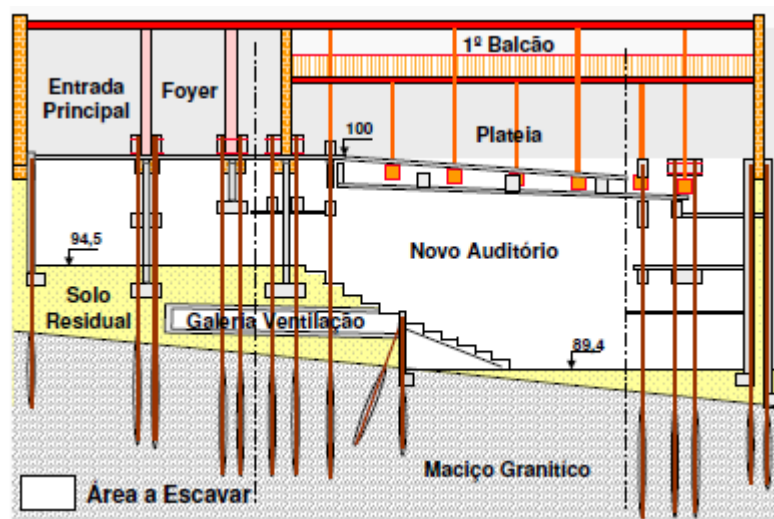


Fig.6.35 – Corte longitudinal 1-1 representado no esquema da planta [68]

De modo a ser possível a execução da obra foi necessário executar estruturas de contenção periférica e de recalçamento.

A contenção periférica foi realizada através de uma cortina de contenção tipo Berlim, ancorada no maciço competente.

Quanto ao recalçamento dos pilares e das paredes localizados no interior do edifício, ou adjacentes à zona da escavação, este foi efetuado através de microestacas de coroa circular, em aço de alta resistência, solidarizadas no seu coroamento através de maciços ou vigas de recalçamento em betão armado. Estes elementos tinham como função assegurar a transmissão das cargas das fundações existentes para as microestacas (Figura 6.36).

De modo a facilitar a transferência de cargas, a ligação dos elementos verticais recalçados aos maciços ou às vigas de recalçamento, foi realizado por intermédio de barras pré-esforçadas de aperto, tipo *GEWI*.

Tendo em conta a altura da escavação, foram executados maciços intermédios de betão armado nas microestacas de recalce, unidos entre si através de perfis metálicos, que permitiam o travamento horizontal das microestacas diminuindo consequentemente o comprimento de encurvadura.



Fig.6.36 – Perspetivas do recalçamento: a) dos pilares de entrada; b) de pilares interiores; c) de pilares e paredes onde apoiam os balcões [68]

Finalizada a construção dos novos elementos de fundação e da nova estrutura, estando assim garantido o apoio definitivo dos elementos recalçados, as microestacas e todos os elementos provisórios foram demolidos ou seccionados.

6.8.4. RECALÇAMENTO DO PALÁCIO SOTTO MAYOR

O Palácio Sotto Mayor é um edifício de estilo clássico de influência francesa, projetado pelo Arquiteto Ezequiel Bandeira e construído entre os anos de 1902 e 1906. O edifício, localizado em Lisboa,

caracteriza-se por possuir uma estrutura com paredes exteriores em alvenaria de pedra, paredes de átrio interiores em alvenaria de tijolo e paredes divisórias em tabique e alvenaria de tijolo. O edifício possui uma cave semi-enterrada, piso térreo, primeiro piso e mansardas, ocupando uma área de implantação de aproximadamente 30x30 m².

No âmbito da obra do Centro Empresarial Palácio Sotto Mayor (Figura 6.37) que previa a realização de uma escavação de 150.000 m³ de terras, com uma altura máxima de 27 m, para a construção de oito pisos enterrados em torno do edifício, bem como de uma galeria subterrânea sob a estrutura do mesmo que atravessava a zona central entre as fachadas poente e nascente, foi necessário conceber uma solução que possibilitasse a contenção periférica da escavação, a contenção do palácio e o seu recalçamento, de modo a se preservar a integridade do mesmo, que se localizava no centro do recinto da escavação (Pinto et al., 2003).



Fig.6.37 – Vista do palácio no início da obra [66]

No âmbito do tema abordado neste capítulo descrevem-se seguidamente as soluções adotadas para o recalce e confinamento do palácio

Tendo em conta as características da estrutura a recalçar e os espaços diminutos para a execução dos trabalhos, a solução adotada consistiu na realização do recalce através de microestacas em aço de alta resistência, com secção de coroa circular, encabeçadas por uma grelha de vigas de betão armado pré-esforçado (Figura 6.38a e 6.39). As microestacas executadas foram do tipo N80 e possuíam 127 mm de diâmetro exterior, 9 mm de espessura e 12 m de comprimento total, sendo 6 m de selagem. A solidarização das vigas de recalçamento com as paredes de alvenaria de pedra foi efetuada através de mecanismos de costura por barras tipo *GEWI*, com 32 mm de diâmetro (Figura 6.38b).

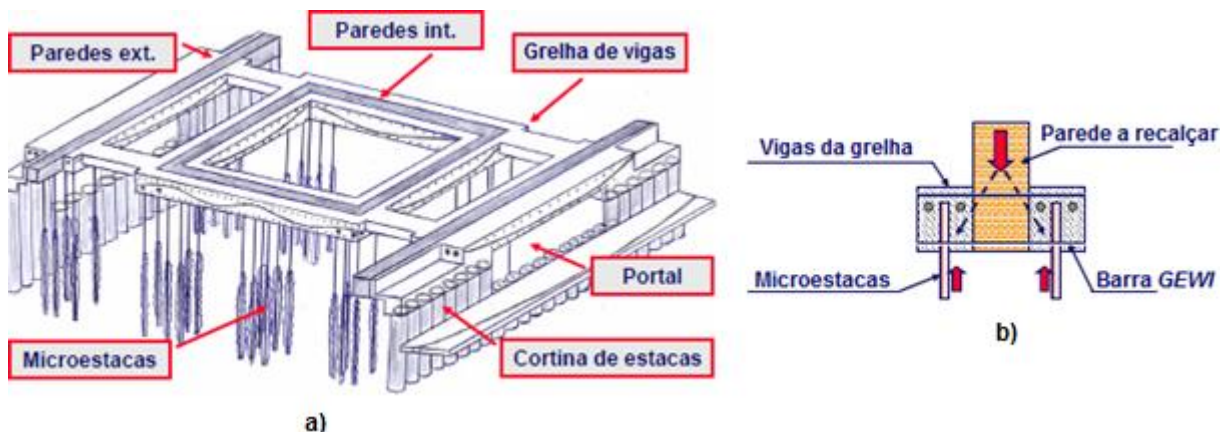


Fig.6.38 – Esquema representativo do recalce: a) microestacas e grelha de vigas de recalçamento; b) pormenor do recalce realizado [67]



Fig.6.39 – Recalce das paredes: a) grelha de vigas; b) visualização das microestacas realizadas [66]

Apesar disto, os trabalhos de escavação para a realização da galeria só tiveram início após a execução das lajes dos pisos enterrados, localizadas em torno do palácio, que permitiram a reposição das condições de confinamento do mesmo.

Relativamente à contenção do palácio esta foi realizada através de uma cortina de estacas moldadas, de 800 mm de diâmetro, travadas por vigas horizontais de cintagem em betão armado pré-esforçado, dispostas em seis níveis ao longo da altura da escavação (Figura 6.40 e 6.41a). Refere-se que estas foram betonadas contra o terreno, pré-esforçadas e apoiadas ao longo do seu perímetro exterior em perfis HEB 200 (Figura 6.41b), previamente instalados no terreno antes do início dos trabalhos de escavação. A localização das mesmas foi também definida de modo a permitir a sua incorporação nas lajes dos pisos enterrados, pertencentes à estrutura definitiva, sempre que possível.

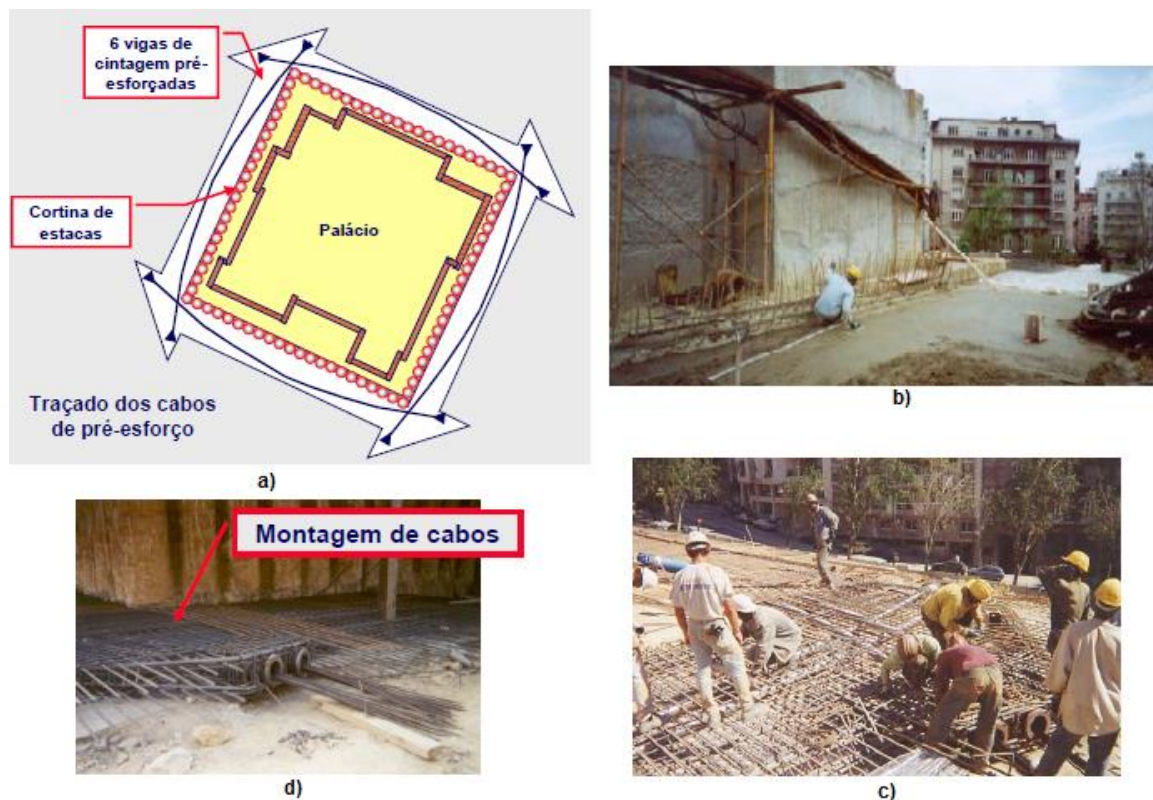


Fig.6.40 – Contenção do palácio: a) planta esquemática; b) preparação do terreno para a construção da viga do 1º nível; c) execução da armadura da viga do 1º nível; d) montagem dos cabos de pré-esforço [67]

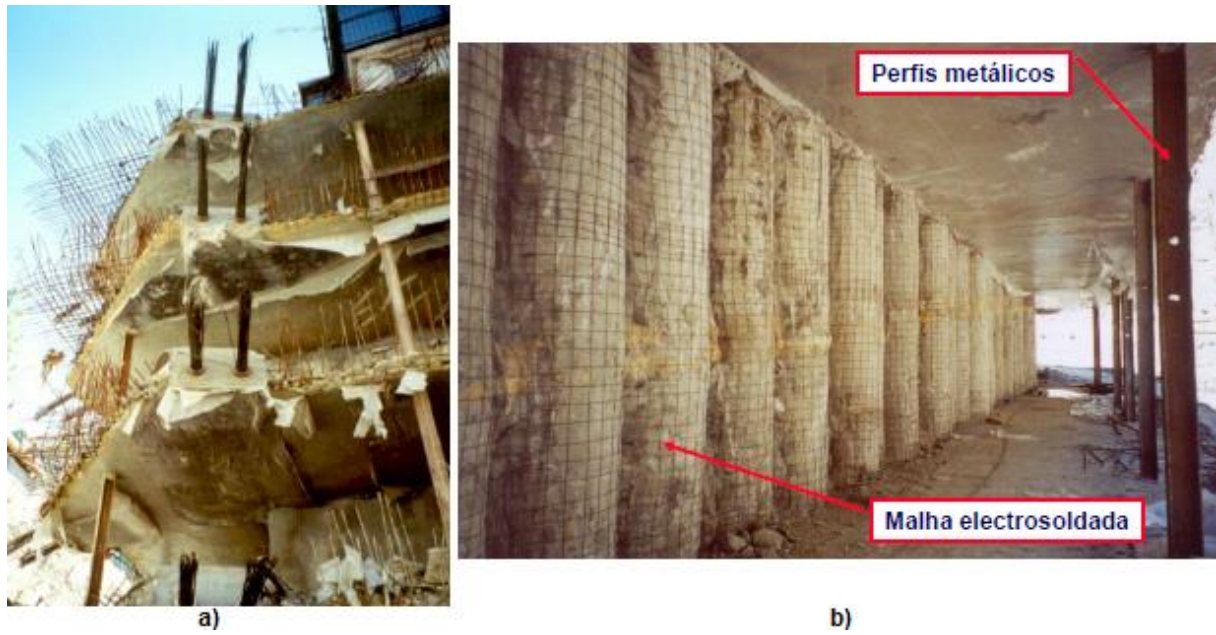


Fig.6.41 – Contenção do palácio: a) perspectiva das vigas de cintagem; b) perspectiva da cortina de estacas moldadas [67]

7

REFORÇO DE FUNDAÇÕES ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DA TECNOLOGIA DE *JET GROUTING*

7.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA TECNOLOGIA

O *jet grouting* é uma tecnologia relativamente recente, que teve o seu desenvolvimento no Japão durante as décadas de 60 e 70 do século XX.

A tecnologia de *jet grouting*, também conhecida por *Very High Pressure (VHP) Grouting*, ou na Alemanha, por *Hohe Druck Injektion (HDI)*, segundo Lunardi (1997), foi primeiramente aplicada em meados de 1950 (mas não com as características que viria a possuir), no Paquistão, pela empresa Cementation Co..

A partir do ano de 1965, foram conseguidos mais desenvolvimentos pelas mãos dos irmãos Yamakado, no Japão, porém, o grande impulso desta tecnologia foi obtido com os progressos alcançados durante a década de 70, onde se desenvolveram, simultaneamente, dois conceitos de *jet grouting*. O primeiro conceito, designado por *Chemical Churning Pile* ou *CCP jet grouting*, foi desenvolvido por Nakanishi, e consistia na utilização de uma única vara de furação e jateamento, que permitia a injeção de caldas químicas aglutinantes no solo (Van der Stoel, 2007).

O termo *Chemical* deve-se precisamente ao facto deste método, antigamente, ser executado com caldas químicas, prejudiciais ao ambiente. Atualmente, este método designa-se de *Cement Churning Pile*, devido ao facto das caldas químicas terem sido substituídas por caldas de cimento. Este método, como não utiliza ar comprimido, só possibilita a realização de colunas de solo-cimento com 40 a 80 cm de diâmetro.

Quanto ao segundo método, que pode ser considerado uma evolução do anterior, foi designado por *Jet Grouting* pelo ser criador, Yahiro, e é baseado no corte, substituição e cimentação do solo, tipicamente usando três varas concêntricas que injetam no mesmo água, ar e calda de cimento (Van der Stoel, 2007).

Ainda no Japão, foram concebidas mais algumas alterações no sistema de *jet grouting*, das quais se destaca a aplicação do jato de calda de cimento, envolvido por ar comprimido, o que permitiu construir colunas de maiores diâmetros. Este processo foi designado por *Jumbo Special Grout (JSG)* e atualmente corresponde ao sistema de jato duplo (*jet 2*).

Posteriormente a este grande desenvolvimento no Japão, a tecnologia de *jet grouting* foi introduzida e otimizada na Europa durante a década de 80, nomeadamente através de empresas alemãs, francesas e italianas, que começaram a aplicar a técnica nas suas obras.

Em Portugal, a partir de 1994, observou-se uma generalização da aplicação desta tecnologia, particularmente em obras subterrâneas, com destaque para as obras de expansão do Metropolitano de Lisboa (Falcão et al., 2000).

Por fim, faz-se referência à mais recente otimização que a tecnologia de *jet grouting* sofreu. O sistema é designado por *X-jet* ou *Cross-jet*, e baseia-se na aplicação de dois jatos de água/ar, para erodir o solo, que se interseitam a cerca de 1 metro de distância do ponto de injeção, e por um terceiro jato que se situa abaixo destes, cuja função é a injeção da calda. A energia de corte, resultante dos dois jatos de água/ar, é gradualmente reduzida, no ponto de interseção dos dois jatos, devido à dispersão de energia que aí ocorre (Welsh e Burke, 2000 citados por Roberto, 2012).

Este processo foi desenvolvido no Japão, pela empresa Chemical Grouting Company, e apresenta as vantagens de ter a capacidade de produzir colunas de *jet grout* de maiores diâmetros (2 a 2,5 metros) e com mais precisão (Van der Stoel, 2007).

7.2. DEFINIÇÃO, CAMPO DE APLICAÇÃO E EQUIPAMENTO

7.2.1. DEFINIÇÃO

O *jet grouting* é uma tecnologia que possibilita a criação de corpos sólidos, solo-cimentados, dotados de boas características mecânicas e pouco permeáveis. Estes podem ser isolados ou agrupados monoliticamente, e são executados diretamente no interior do solo, sem qualquer escavação prévia, através da mistura íntima entre o solo natural e a calda de cimento consolidante injetada (Pinto, 2014).

Assim sendo, a produção destes corpos de solo-cimento é realizada utilizando-se um ou mais jatos horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s), que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do maciço e na mistura da calda de cimento com as partículas do solo desagregado.

O processo de desagregação e mistura, e consequentemente a criação do corpo, dá-se até uma distância máxima, que é medida desde o bico injetor até ao ponto em que a energia cinética, responsável pela ação do jato, é dissipada pela resistência passiva que o solo opõe ao efeito difusor do jato (Pinto, 2014).

Devido à grande versatilidade da tecnologia, se não existirem nenhuma restrição ou condicionantes, os corpos de *jet grout* podem ser realizados em qualquer tipo de solo (Figura 7.1), em qualquer direção e nas camadas de solo estritamente necessárias. Os corpos verticais criados, possuem uma boa resistência à compressão e permitem a transferência de cargas para o maciço, por ponta e por atrito lateral (Falcão et al., 2000).

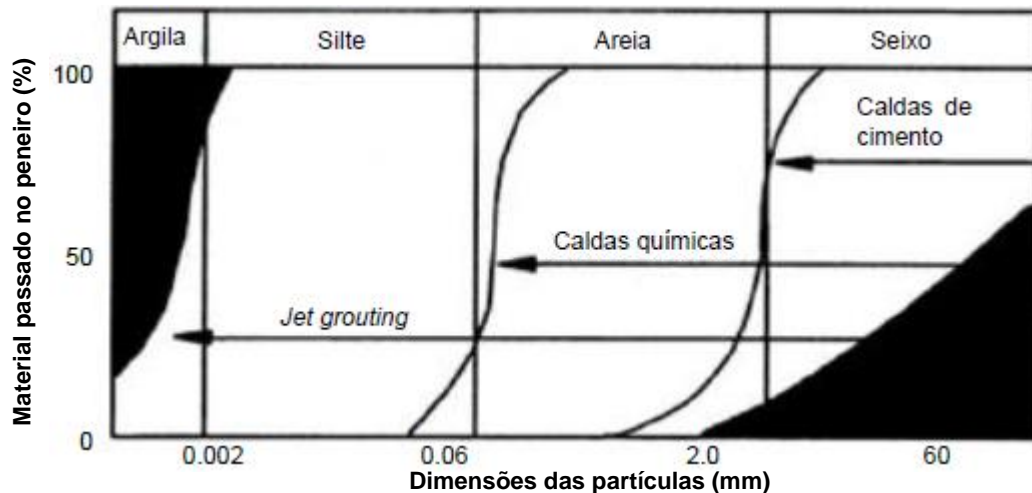


Fig.7.1- Comparação da aplicabilidade do *jet grouting* relativamente a outras técnicas de tratamento [58]

Quanto à facilidade e eficiência de execução da técnica, esta é maior quanto piores forem as características de resistência e de deformabilidade do terreno onde é aplicada.

7.2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

O campo de aplicação da tecnologia de *jet grouting* é atualmente muito vasto, devido sobretudo à sua grande versatilidade, que permitiu assegurar a sua competitividade relativamente a outras técnicas tradicionais.

Seguidamente, são referidas algumas das aplicações mais frequentes da técnica de *jet grouting* (Figura 7.2) (Carreto, 2000):

a) Em túneis:

- Construção em zonas urbanas de túneis de reduzido recobrimento em terrenos de características mecânicas medíocres;
- Consolidação de abóbadas de túneis a partir do seu interior ou a partir da superfície (para profundidades inferiores a 20 metros);
- Consolidação de frentes de túneis em terrenos constituídos por solos moles e saturados;
- Criação de lajes estanques na soleira e impermeabilização de hastes e da abóbada;
- Consolidação da entrada e saída de tuneladoras com escudo;
- Tratamento de camadas muito permeáveis com níveis de água confinados, intersectadas pelo traçado do túnel e que podem originar carregamentos de solo devido às suas elevadas pressões.

b) Em escavações:

- Construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou de impermeabilização;
- Contenção lateral de escavações que também podem funcionar como cortinas de estanqueidade (em particular em terrenos com obstáculos inultrapassáveis por estacas prancha ou por paredes moldadas);
- Reforço de cortinas com descontinuidades e passagem de água para o interior da escavação;
- Recalçamento de serviços que não possam ser deslocados durante as operações de escavação;

- Aumento da reação dos bolbos de ancoragem de uma parede de contenção, permitindo também diminuir o seu comprimento, o que é vantajoso em casos de espaços limitados ou naqueles que apresentam estruturas adjacentes que possam ser danificadas.
- c) Em fundações:
- Realização de fundações profundas;
 - Reforço de qualquer tipo de fundação à exceção daquelas que têm grande sensibilidade a assentamentos e cuja carga é transmitida às colunas antes destas atingirem a resistência de projeto;
 - Reforço de fundações a partir do interior da própria estrutura;
 - Reforço de fundações constituídas por estacas de madeira deterioradas;
 - Proteção das fundações dos pilares das pontes contra a erosão.
- d) Em cortinas de estanqueidade:
- Escavações a cotas inferiores ao nível freático;
 - Cortinas de estanqueidade em barragens ou outras estruturas;
 - Cortinas de estanqueidade em terrenos com cavidades cársticas preenchidas com siltes;
 - Cortinas de estanqueidade em terrenos que incluem blocos ou obstáculos de grandes dimensões;
 - Cortinas de estanqueidade em terrenos com camadas alternadas de solos argilosos com solos arenosos.
- e) Em estabilização de taludes:
- Estabilização por atravessamento da massa de solo potencialmente instável.

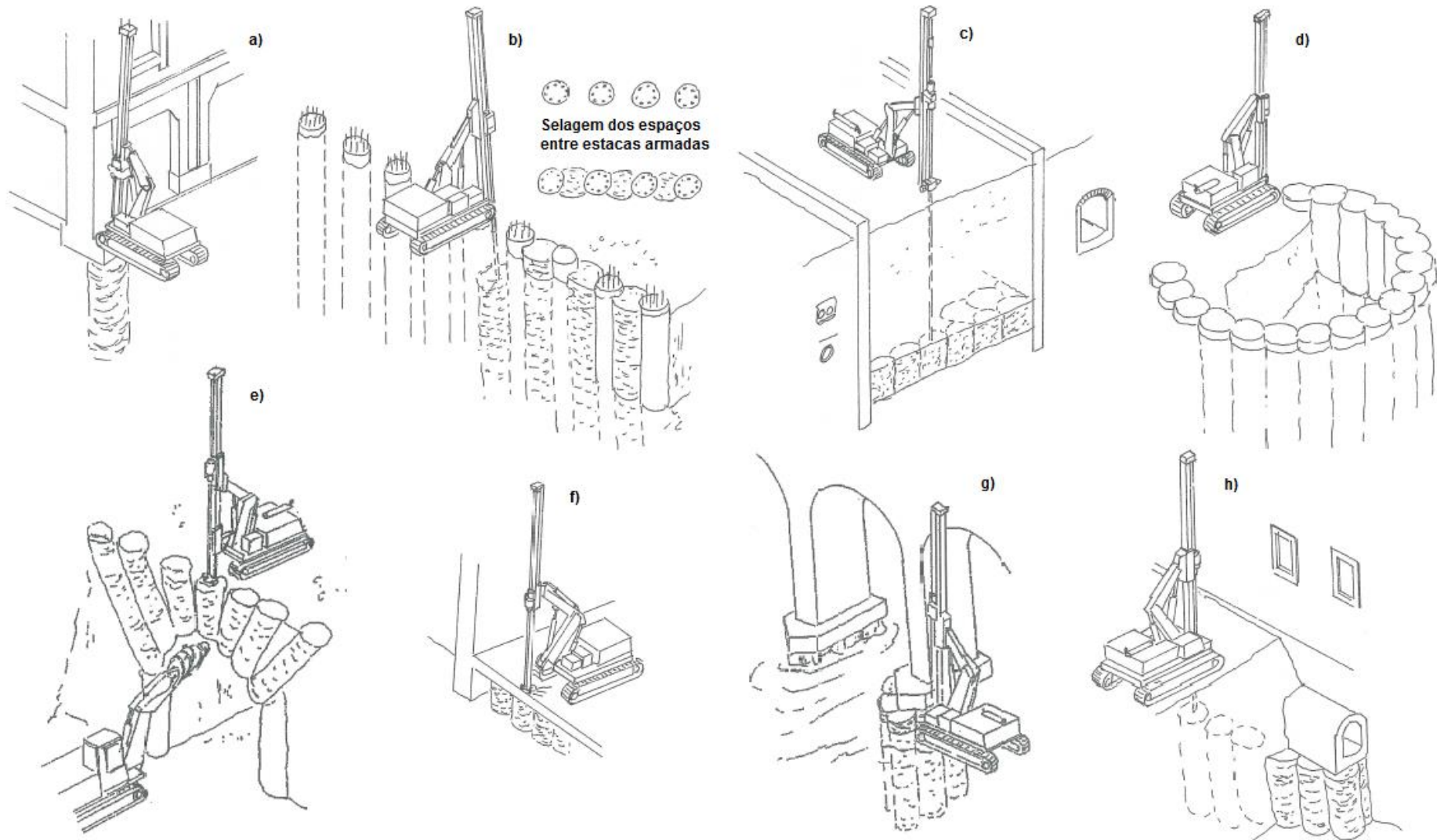


Fig.7.2 – Esquemas de algumas aplicações: a) recalce de fundações; b) cortinas de contenção; c) laje de fundo de contraventamento e impermeabilização; d) poço de contenção; e) consolidação do emboquilhamentos de túneis; f) reforço de ensoleiramentos; g) proteção de pilares de pontes contra a erosão; h) recalçamento de serviços que não podem ser deslocados [54]

7.2.3. EQUIPAMENTOS

O equipamento para a execução de corpos de *jet grout*, usualmente, compreende (Lunardi, 1997; EN 12716, 2001):

- Central de calda de cimento;
- Bomba de injeção;
- Compressor de alta pressão (para alguns sistemas de *jet grouting*);
- Sonda hidráulica de perfuração com torre;
- Varas de *jet grouting*;
- Mangueiras flexíveis de ligação.

A central de calda de cimento é constituída por um silo de armazenamento de cimento, por um tanque de armazenamento de água e por uma central de mistura, que permite a produção da calda de cimento, através da mistura dos dois materiais. Para que os trabalhos decorram sem interrupções, é importante que a central opere devidamente, produzindo a calda necessária de forma constante, sendo para tal indispensável que esta esteja sempre bem abastecida dos recursos necessários.

Quanto à bomba de injeção, esta permite a bombagem, de forma contínua e a alta pressão, da calda de cimento produzida na misturadora até à máquina de perfuração e injeção.

O compressor de alta pressão tem como finalidade a injeção de ar a pressões elevadas, só sendo necessário em alguns sistemas de *jet grouting*, como por exemplo no caso do *jet 2* e do *jet 3* que serão abordados no subcapítulo 7.3.2..

Relativamente à sonda hidráulica de perfuração com torre, à qual está ligada uma cabeça de rotação que fixa as varas de *jet grouting*, é esta que permite o processo de injeção e furação, através do seu movimento de translação. Esta sonda, usualmente, possui também leitores de velocidade de subida e rotação das varas e da pressão de injeção da calda, ar e água (conforme o sistema de *jet grouting* usado) (Neves, 2010).

No que toca às varas de *jet grouting*, estas são de secções tubulares ocas com paredes de grande espessura. Uma coroa de furação, de diâmetro superior ao da vara, é ligada à sua parte inferior e imediatamente acima desta coroa situam-se os bicos de injeção. As varas têm como função a furação e o tratamento do solo (Neves, 2010).

Por último, as mangueiras flexíveis são quem permite a ligação entre as varas e a bomba de injeção, pelo que devem ser constituídas por um material que permita resistir a altas pressões.

7.3. MODO DE EXECUÇÃO

7.3.1. PROCESSO FÍSICO

O processo físico da tecnologia de *jet grouting* compreende, resumidamente, as seguintes fases (Viana da Fonseca, 2009^b):

- O corte, que permite a desagregação da estrutura inicial do maciço, sendo as partículas ou fragmentos do solo dispersos pela ação de um ou mais jatos horizontais de elevada velocidade;
- A mistura e substituição parcial, onde uma fração das partículas do solo é substituída e a outra fração é completamente misturada com a calda de cimento, injetada através dos bicos de injeção;

- A cimentação, onde ocorre a aglutinação dos fragmentos do solo produzidos, pela ação endurecedora da calda, dando origem a um corpo consolidado.

Quanto ao processo executivo da técnica, de um modo genérico, este pode ser dividido em três fases (Figura 7.3) (Rodrigues, 2009):

- A furação, onde a sonda é colocada em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, caso se pretenda criar um corpo de *jet grout* cilíndrico, ou então, no caso de um painel, coincidente com uma das suas extremidades. Seguidamente, com o auxílio de um jato de água vertical, introduz-se a vara no solo até se atingir a profundidade definida no projeto. Posto isto, obtura-se a válvula de água;
- A injeção, onde ocorre o tratamento do terreno, pela injeção da calda de cimento através de um ou mais bicos injetores. Esta fase é fortemente dependente do tipo de geometria pretendido. Deste modo, se o objetivo for a obtenção de um corpo cilíndrico, confere-se à vara um movimento rotacional, iniciando-se a bombagem da calda no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com uma velocidade constante, permitindo a ascensão da vara de um comprimento fixo a cada período de tempo;
- A selagem e recomeço, onde se remove a vara, após a conclusão do corpo de solo-cimento, e se preenche a parte restante do furo com calda por gravidade, até ao seu topo.

Caso o objetivo seja a execução de um corpo de geometria plana, o processo é em tudo semelhante ao acima descrito, com a única diferença de que a ascensão da vara se dá sem movimento rotacional.

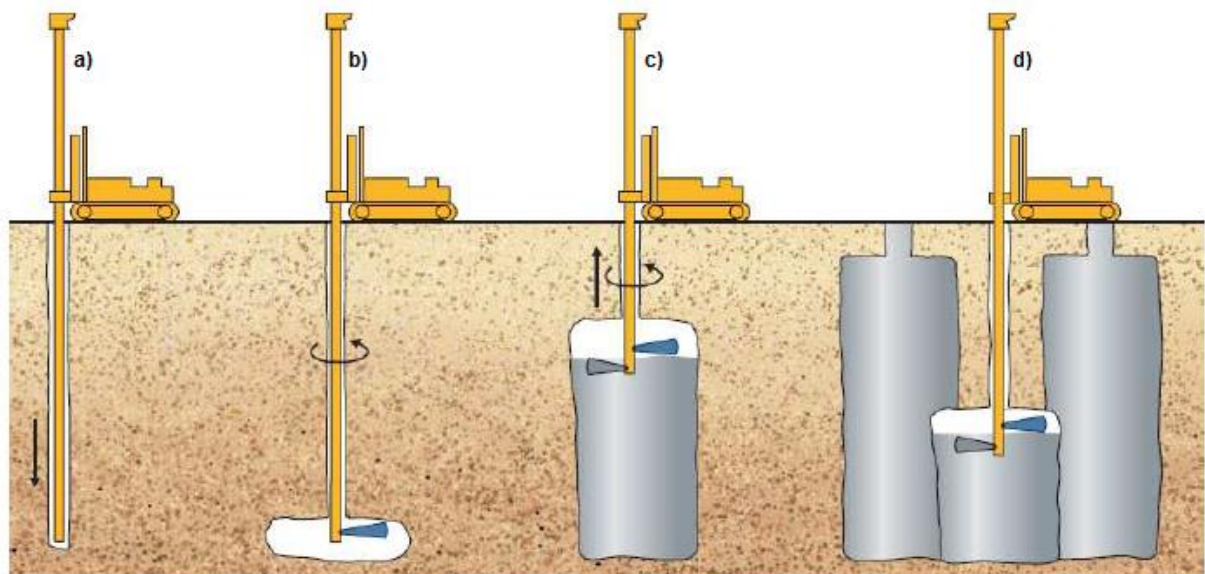


Fig.7.3 – Esquema do procedimento de execução do *jet grouting*: a) introdução da vara; b) saída do jato de água, de ar ou de ambos; c) elevação rotacional da vara com a injeção simultânea da calda para a criação de uma coluna; d) criação de uma parede de colunas [71]

7.3.2. SISTEMAS DE JET GROUTING EXISTENTES

A evolução da tecnologia de *jet grouting* ocorrida ao longo dos anos, desde que a técnica foi criada, permitiu o desenvolvimento de três sistemas base distintos (Figura 7.4), mas que se baseiam no mesmo processo físico. Estes diferem fundamentalmente, nos elementos e características aplicadas

para a desagregação e mistura do solo com a calda de cimento. Deste modo, de seguida enumeram-se os três sistemas base:

- Sistema de jato simples, vulgarmente conhecido por *jet 1*;
- Sistema de jato duplo, também designado por *jet 2*;
- Sistema de jato triplo, comumente designado por *jet 3*.

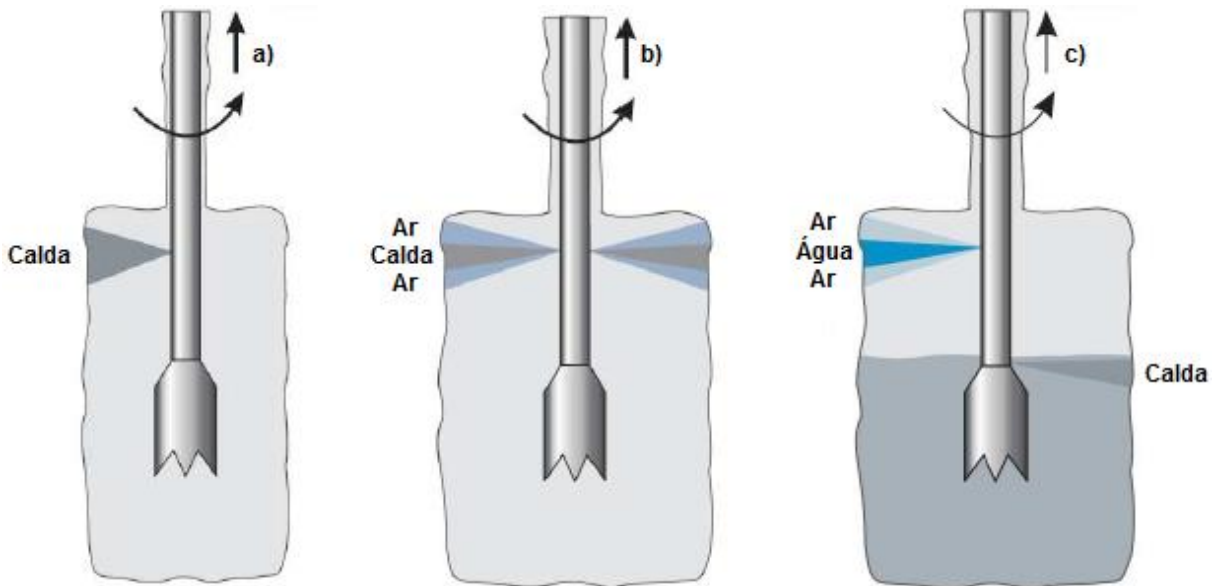


Fig.7.4 – Sistemas base de *jet grouting*: a) *jet 1*, b) *jet 2* e c) *jet 3* [71]

É importante referir também, que após a criação destes sistemas base, surgiram também algumas variações dos mesmos, nomeadamente o *Super Jet* e o *X-jet* ou *Cross-jet*, que representam, essencialmente, uma melhoria na capacidade de produção de colunas de maiores diâmetros e com mais precisão.

Quanto ao sistema de jato simples, a desagregação e mistura das partículas de solo com a calda de cimento injetada é promovida pela ação de um ou mais jatos horizontais de grande velocidade.

A aplicação deste sistema é, usualmente, limitada aos solos incoerentes que apresentam um valor de N_{SPT} menor que 20, e no caso dos solos coesivos, àqueles com um N_{SPT} inferior a 5-10 pancadas. Estas restrições explicam-se através da maior resistência oferecida à ação do jato, pelos maciços mais densos e consistentes (Pinto, 2008).

Relativamente ao sistema de jato duplo, este distingue-se do anterior pela utilização de um jato de ar comprimido, que envolve o jato de calda, possibilitando assim uma maior capacidade de erosão e alcance do mesmo. O ar comprimido e a calda de cimento circulam separadamente em duas varas coaxiais instaladas, sendo os dois recursos misturados no bico injetor comum (Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000).

Salienta-se que o sistema de jato duplo, pelas características apresentadas, tem a capacidade de produzir colunas de maior diâmetro que o sistema de jato simples.

O sistema *jet 2* pode ser aplicado em vários tipos de solos, desde as argilas às areias, e até em solos cascalhentos. Porém a sua utilização em solos coesivos é, normalmente, limitada aos terrenos com valores do ensaio SPT inferiores a 10 (Pinto, 2008).

No que toca ao sistema de jato triplo, este é o mais complexo dos três, na medida em que opera separando as ações de desagregação do terreno do procedimento de preenchimento e mistura dos fragmentos desagregados.

Para o efeito, são usadas três varas coaxiais, por onde circulam separadamente o ar, a água e a calda, e dois bicos injetores localizados em níveis diferentes. O bico superior, injeta água para erodir o solo, destruindo a estrutura do maciço, sendo este jato de água envolvido pelo jato de ar, que tem a função de impedir a dispersão do jato de água, potenciando a sua ação. O bico inferior tem a função de injetar a calda de cimento, que se mistura com o terreno, após a passagem do jato de água e ar, originando então o corpo de *jet grout* desejado (Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000; Carreto, 1999 citada por Roberto, 2012).

Refere-se ainda que este método pode ser usado em qualquer tipo de solos, porém, em solos coesivos, a sua utilização tem sido limitada aos solos com valores de N_{SPT} inferiores a 15 (Pinto, 2008).

Tendo-se apresentado os diferentes sistemas base de *jet grouting*, faz-se agora uma breve referência aos sistemas variantes designados de *Super Jet* e *X-jet* (ou *Cross-jet*).

Segundo Burke e Smith (2000) citados por Roberto (2012), o *Super Jet* (Figura 7.5) é um método que deriva do sistema de jato duplo, que consiste, essencialmente, em dois bicos injetores opostos que injetam no solo a calda de cimento envolta em água ou ar, tal como no *jet 2*. A sua conceção teve como objetivo a concentração do fluxo de injeção e a minimização da sua dispersão, o que permite obter uma maior eficácia no processo, que aliada a uma lenta rotação e elevação da vara, torna possível a execução de colunas com diâmetros de cerca de 5 metros.

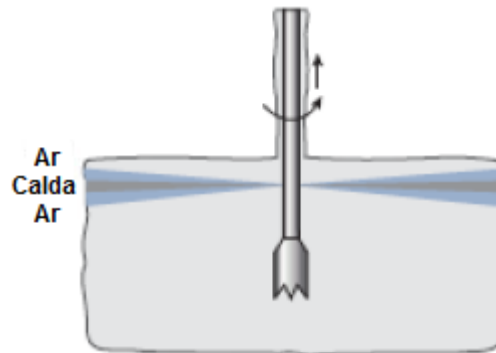


Fig.7.5 – Representação do sistema *Super Jet* [75]

Por último, o sistema *X-jet* (Figura 7.6), como referido em 7.1, baseia-se na aplicação de dois jatos de água/ar, para erodir o solo, que se intersejam a cerca de 1 metro de distância do ponto de injeção, e por um terceiro jato que se situa abaixo destes, cuja função é a injeção da calda. A energia de corte, resultante dos dois jatos de água/ar, é gradualmente reduzida, no ponto de interseção dos dois jatos, devido à dispersão de energia que aí ocorre. Este método é utilizado para a produção de colunas de 2 a 2,5 metros de diâmetro e permite uma grande precisão de geometria, sendo importante para tal que se definam corretamente a velocidade de rotação e de elevação da vara, bem como a calibração dos bicos injetores, para garantir a erosão do terreno, a colisão dos jatos e a consequente dispersão de energia (Welsh e Burke, 2000 citados por Roberto, 2012).



Fig.7.6 – Sistema X-jet [88]

A escolha do sistema de *jet grouting* a utilizar depende, principalmente, dos seguintes aspetos (Coelho, 1996):

- Do tipo de projeto;
- Das características pretendidas para os corpos de *jet grout* (resistência, diâmetro das colunas, etc.);
- Do terreno (solos granulares ou coerentes);
- Da influência da profundidade sobre os desvios dos furos;
- Do orçamento para a obra.

7.3.3. ELEMENTOS E ESTRUTURAS DE JET GROUT

Um elemento de *jet grout* é um corpo de solo-cimento, que pode assumir diversas geometrias, resultantes do tratamento do solo anteriormente descrito, que a tecnologia permite efetuar. Pela junção dos diferentes elementos criados constroem-se estruturas de *jet grout*, podendo estas também adquirir várias formas, consoante a finalidade (Figura 7.7).

Deste modo, de seguida referem-se as geometrias dos elementos de *jet grout*, mais frequentemente utilizadas:

- As colunas circulares, semi-circulares ou parciais;
- Os painéis simples ou duplos.

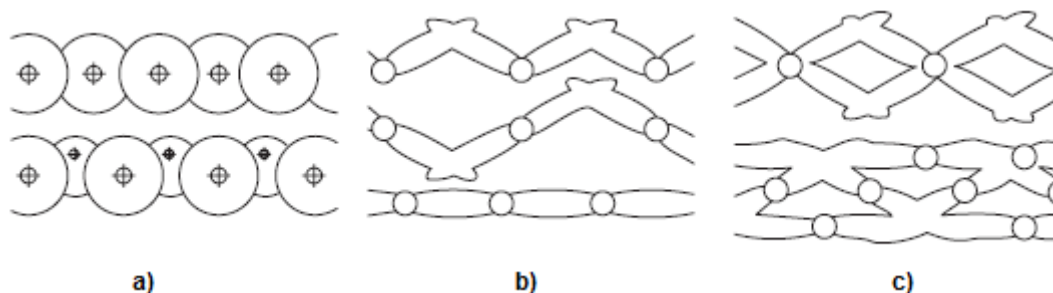


Fig.7.7 – Esquema de estruturas em jet grout: a) cortina de colunas, b) painel simples; c) painel duplo [75]

Como já mencionado, a criação das colunas e dos painéis difere, fundamentalmente, no facto de se conferir ou não velocidade de rotação à vara no momento de execução do corpo.

Assim sendo, para a formação de uma coluna completa, a vara tem de realizar uma rotação de 360° , à medida que é elevada ao longo do furo. Se o objetivo for a produção de meia coluna, a vara tem de

rodar 180°, e assim sucessivamente para as restantes situações. Quando se pretende construir painéis não se confere, portanto, movimento de rotação à vara durante a execução (Figura 7.8).

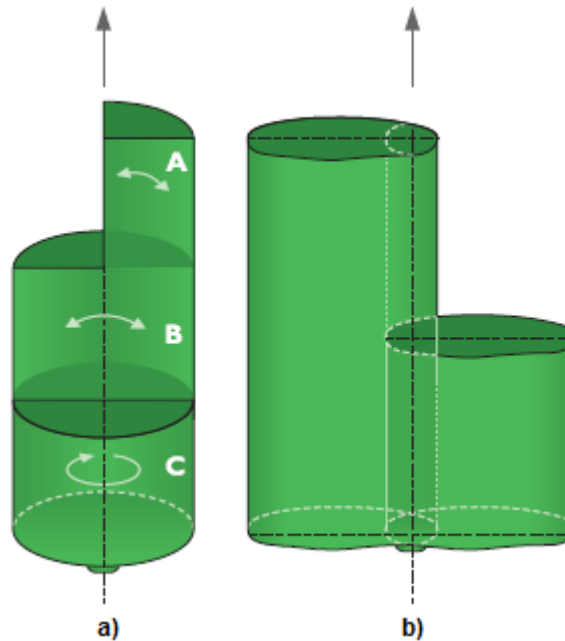


Fig.7.8 – Elementos de *jet grout*: a) A - um quarto de coluna, B - meia coluna e C - coluna completa; b) painel [43]

É de salientar que as colunas circulares, pela sua facilidade em formar qualquer tipo de geometria, quando agrupadas, têm vindo a ser escolhidas em detrimento dos painéis. As colunas são muito utilizadas em obras de reforço de fundações, de estabilização de túneis e taludes, podendo também dar origem a cortinas de contenção e de impermeabilização.

Um aspeto a ter em especial atenção é o facto de se ter de cumprir o tempo estritamente necessário para a realização do corpo de *jet grout*, para este não se criar com deformações, nem se dar um consumo excessivo da calda de cimento, situação que é desfavorável em termos económicos.

7.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCESSO

A tecnologia de *jet grouting* é regulada por uma série de parâmetros que variam conforme o sistema escolhido para a aplicação da técnica. A eficiência do método, tal como a geometria do corpo de solo-cimento, a sua resistência, deformabilidade e permeabilidade, dependem da seleção correta de cada um dos valores a atribuir a esses parâmetros. Assim sendo, os parâmetros comuns aos três sistemas passíveis de aplicar são (Carreto, 2000):

- Pressão do fluido consolidante;
- Caudal do fluido consolidante;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetro dos bicos de injeção;
- Relação água/cimento do fluido consolidante;
- Velocidade de ascensão da vara;
- Velocidade de rotação da vara.

Alguns dos parâmetros anteriormente enumerados são função do tipo de equipamento utilizado para a execução do trabalho, estando pois condicionados pelas características do mesmo.

A aplicação do sistema de jato duplo (*jet 2*) necessita da definição de alguns parâmetros adicionais relacionados com a utilização do jato de ar que envolve o jato de calda. Deste modo, para além dos parâmetros já mencionados, deverão ser definidas a pressão e caudal do ar comprimido.

Relativamente ao sistema de jato triplo (*jet 3*), há que definir os parâmetros relacionados com o jato de fluido, constituído por ar e água, que tem como função a erosão do terreno. Posto isto, para além dos parâmetros indicados no parágrafo anterior para o método de jato duplo, devem-se definir a pressão e o caudal da água, o número e diâmetro dos bicos de injeção.

Refere-se também que em algumas situações particulares a técnica é efetuada em duas fases, sendo a primeira a pré-furação, mediante a utilização de um jato de água a elevada pressão com movimento ascendente e rotacional, seguindo-se o procedimento normal de *jet grouting*. Neste caso específico, é necessário definir os parâmetros de pré-furação que incluem o número de bicos e o respetivo diâmetro, bem como o caudal e a pressão de injeção da água (Carreto, 2000).

Seguidamente, no Quadro 7.1, apresentam-se os valores máximos e mínimos geralmente adotados dos parâmetros previamente descritos, de acordo com o sistema usado, que resultam de uma compilação dos valores presentes na bibliografia da especialidade (Carreto, 2000).

Quadro 7.1 – Valores limite dos parâmetros intervenientes na tecnologia de *jet grouting* [18]

Parâmetros do procedimento		Jet 1	Jet 2	Jet 3
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	PF	PF	20 a 60
Caudal	Calda (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	PF	PF	30 a 150
Diâmetro dos bicos	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	PF	PF	1 a 3
Número de bicos	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	PF	PF	1 a 2
Relação Água/Cimento		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
Velocidade de subida da vara (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
Velocidade de rotação da vara (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

PF – Pré-furação

7.5. VARIÁVEIS QUE INFLUENCIAM O MÉTODO

O procedimento a adotar nos trabalhos de *jet grouting*, tal como os resultados obtidos, são fortemente influenciados por vários aspetos, particularmente aqueles relacionados com as características geotécnicas do terreno a tratar, o tipo de calda utilizado e os parâmetros de execução.

Segundo Botto (2001) citado por Rodrigues (2009), o primeiro passo a tomar antes da realização das operações de *jet grouting* é determinar a compacidade, o teor em água, a coesão, o ângulo de atrito e a granulometria do solo onde se vai intervir, já que é a partir do conhecimento destas propriedades que se define o sistema de *jet grouting* e o processo executivo a adotar. A determinação destas propriedades é feita a partir dos ensaios laboratoriais e de campo realizados durante os trabalhos de prospeção.

As características do solo é um dos aspetos que mais influência tem sobre o diâmetro das colunas de *jet grout*, devendo a ação do jato ser suficiente para desagregar o terreno. Deste modo, a resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes (Carreto, 1999 citada por Marques, 2008).

Pelas Figuras 7.9 e 7.10 verifica-se que o diâmetro das colunas executadas em solos incoerentes é superior ao das colunas realizadas em solos coesivos, para iguais valores do ensaio SPT, independentemente do sistema de *jet grouting* utilizado.

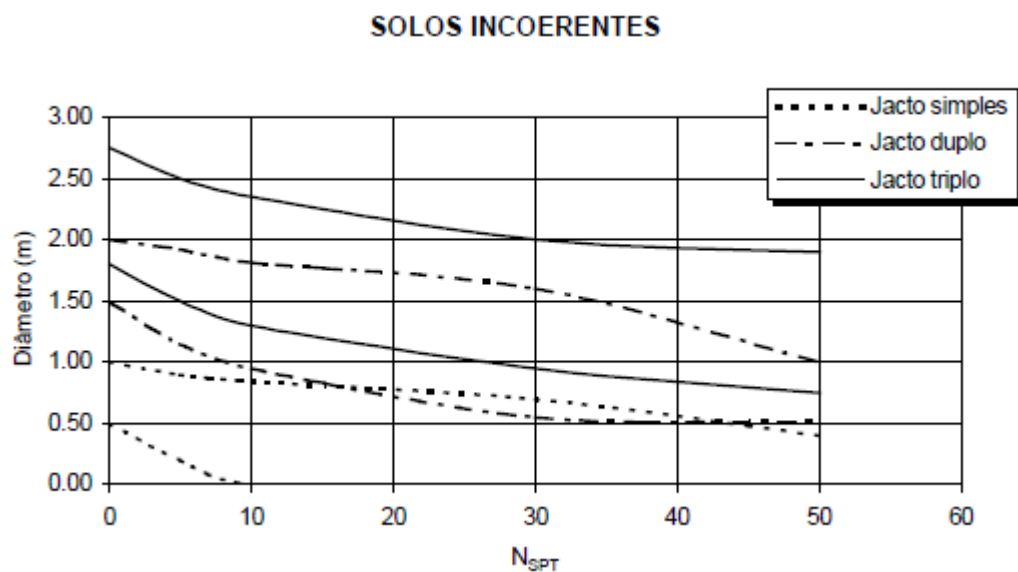


Fig.7.9 – Gamas dos diâmetros das colunas realizadas em solos incoerentes [18]

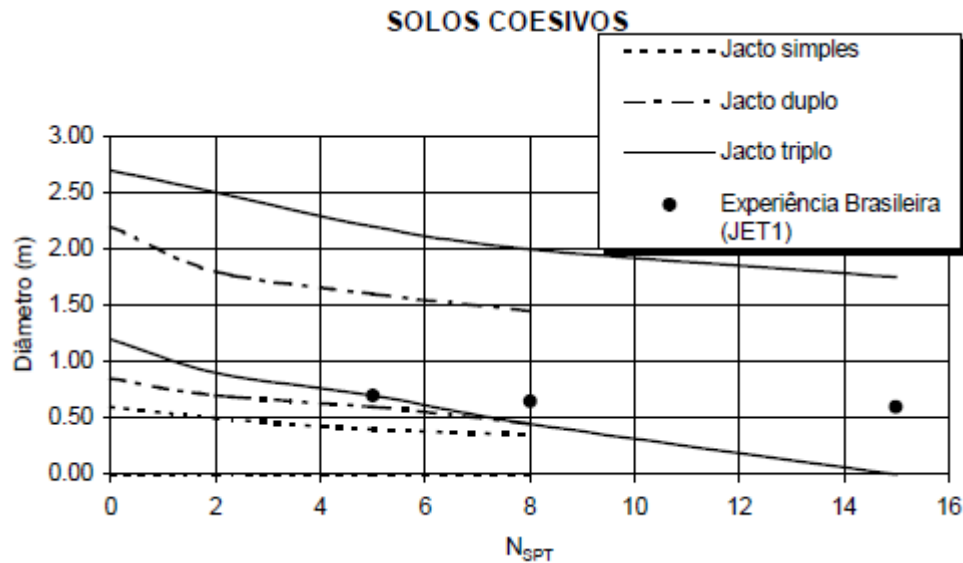


Fig.7.10 – Gamas dos diâmetros das colunas realizadas em solos coesivos [18]

No que toca ao tipo de calda de cimento usada, a sua importância está relacionada com a resistência que esta permite conferir ao material solo-cimento, pelo que é necessário, consoante a situação, analisar o tipo de cimento mais adequado para adotar, como também a relação água/cimento e o tipo e quantidade de adjuvantes, de forma a se obter a viscosidade e consistência pretendidas.

Relativamente aos parâmetros de execução do *jet grouting*, estes dizem respeito à velocidade de subida e de rotação (caso se construam colunas) da vara, à pressão de injeção dos fluidos, ao caudal de calda injetado, ao diâmetro e número de injetores e ao impacto dinâmico que ocorre durante o processo físico (Rodrigues, 2009).

7.6. CONTROLO DE QUALIDADE

O controlo da qualidade dos corpos de *jet grout* resultantes das operações de tratamento ou reforço de solos é um trabalho de extrema importância, como em todas as obras de Engenharia Civil, visto que permite a deteção de eventuais anomalias existentes.

Deste modo, segundo Carreto (1999) citada por Roberto (2012), as principais etapas do controlo de qualidade passam:

- Pela execução de colunas de ensaio;
- Pelo controlo durante a execução;

Tal como mencionado em 7.5, os trabalhos de *jet grouting* são influenciados por diversos aspetos, como as características do solo, as velocidades de ascensão e rotação da vara, a pressão de injeção dos fluidos, etc., sendo imprescindível uma correta interação destes diferentes fatores, para que os corpos de *jet grout* criados possuam as características definidas no projeto.

Desta forma, mencionando Kutzner (1996) citado por Rodrigues (2009), com a finalidade de se realizar um exame visual à geometria e dimensões da estrutura e recolher amostras, para posterior análise em laboratório, de forma a verificar os parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade, recorre-se à realização de colunas de ensaio (Figura 7.11). Esta vistoria é posterior à escavação do terreno envolvente do corpo criado.

Para além de permitirem a confirmação da obtenção dos corpos de *jet grout* com as características definidas no projeto, a realização destas colunas permite também otimizar os vários parâmetros do *jet grouting*.

Sempre que as propriedades mecânicas esperadas não forem atingidas, devem-se realizar novas colunas de ensaio, alterando-se os valores dos parâmetros de execução pertinentes.

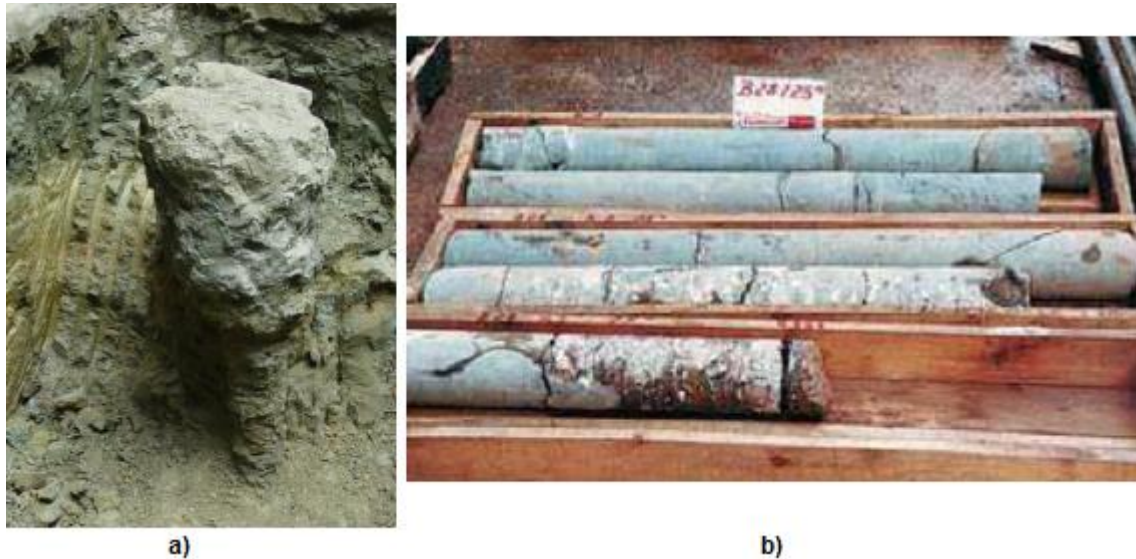


Fig.7.11 – a) Coluna de teste; b) recolha de amostras [76]

Quanto ao controlo da qualidade efetuado durante a fase de execução do corpo, este deve ser realizado tendo em conta, essencialmente, as propriedades de execução e o material rejeitado à superfície (ou refluxo).

Relativamente ao controlo dos parâmetros de execução do *jet grouting*, este é realizado recorrendo-se a uma unidade de aquisição de dados, que permite o registo, de forma contínua e automática, dos mesmos. Entre estes destacam-se a medição da velocidade de rotação e subida da vara, a profundidade e inclinação da mesma, a pressão de injeção dos fluidos, o caudal, etc. (Roberto, 2012).

No que diz respeito ao refluxo (Figura 7.12), que consiste numa mistura de água, cimento e fragmentos de solo, pela sua observação, este permite tirar conclusões acerca da qualidade e da forma como o processo se está a desenrolar.

O refluxo deve apresentar uma consistência espessa e partículas de solo, indicando assim que a mistura entre as partículas de solo e a calda está a ocorrer. No caso de colunas de *jet grout*, a não existência de refluxo pode ser um sinal da sua má formação (Rodrigues, 2009).



Fig.7.12 – Refluxo originado durante os trabalhos de *jet grouting* [76]

7.7. UTILIZAÇÃO DO SISTEMA JET GROUTING EM REFORÇO DE FUNDAÇÕES

7.7.1. PREÂMBULO

A tecnologia de *jet grouting* é um método de reforço de fundações que já deu provas da sua eficácia. Esta deve-se basicamente à versatilidade em termos de capacidade de carga, geometria e aplicação que a tecnologia consegue oferecer, bem como à sua capacidade de permitir realizar os trabalhos com uma boa qualidade, apresentando as vantagens de os poder executar em condições de grandes limitações em termos de acessos e espaços de trabalho. Para além disto, o equipamento necessário para as operações causa vibrações mínimas, garantindo assim uma menor probabilidade de causar danos nas estruturas em intervenção e nas suas contíguas. Esta solução tem muitas vezes uma dupla função, visto que para além de permitir o reforço de fundações, também pode servir de cortina de contenção ou de estanqueidade, caso se trate do recalce de uma fundação contínua.

É de referir que deve ter-se em conta que são inevitáveis alguns assentamentos, durante a execução do processo, sendo estes tanto maiores quanto mais carregada estiver a fundação e menos denso estiver o terreno. A ocorrência de levantamentos também é possível (se a técnica se realizar próximo da superfície).

Habitualmente, neste tipo de obras, os reforços têm a forma de colunas, e esta técnica pode ser aplicada tanto para o recalce de fundações superficiais, onde se pretende levar as cargas até um estrato mais resistente localizado em profundidade, como também pode ser usada para reforçar fundações profundas, aumentando o comprimento das mesmas. Assim sendo, o *jet grouting* é um método que pode ser utilizado para reforçar qualquer tipo de fundações, à exceção daquelas que têm grande sensibilidade a deslocamentos e cuja carga é transmitida às colunas antes destas atingirem a resistência estipulada no projeto.

Em muitas situações, de modo a se evitar a perda provisória da capacidade de carga das fundações reforçadas com colunas de *jet grout*, adota-se uma execução desfasada, e se possível aos pares das mesmas, garantindo-se assim a resistência de pelo menos uma das colunas, aquando da execução das seguintes.

Caso as colunas de *jet grout* construídas tenham de fazer face a esforços de tração ou de flexão, estas são reforçadas com armadura, como por exemplo, através de perfis metálicos, que lhes permite resistir àqueles esforços.

Esta armadura é colocada antes de se dar a presa da coluna de solo-cimento e para além de servir como reforço, também pode ser utilizada para fazer a ligação entre as colunas e outros elementos, eventualmente construídos, como maciços de encabeçamento.

Por último, faz-se menção ao facto das colunas de *jet grout* poderem funcionar por ponta e atrito lateral.

7.7.2. FASES DE EXECUÇÃO DE COLUNAS DE JET GROUT PARA RECALCE DE FUNDAÇÕES

De uma forma geral, depois de terminados todos os trabalhos necessários para o início das operações de reforço de fundações, o faseamento construtivo das colunas de *jet grout* compreende as seguintes etapas (Pinto, 2014):

- Perfuração destrutiva do terreno com vara de pequeno diâmetro;
- Paragem da perfuração quando se atinge a cota da base da coluna;
- Subida da vara com jateamento de calda de cimento a alta pressão;
- Final do jateamento quando o bico injetor atinge a cota correspondente ao coroamento da coluna.

7.7.2.1. Perfuração destrutiva do terreno e sua paragem

A perfuração destrutiva do terreno e a sua paragem realizam-se do seguinte modo:

- A perfuração do terreno inicia-se com a colocação do equipamento de *jet grouting* no local onde se pretende construir as colunas de reforço. O seu correto posicionamento é obtido através da colocação do eixo da vara de furação coincidente com o centro da coluna a executar, utilizando-se também como auxílio, dois alinhamentos do respetivo furo. A inclinação do furo é verificada por um nível eletrónico, através dos dados fornecidos pela topografia;
- Seguidamente inicia-se a operação de perfuração propriamente dita, sendo esta distinta, caso seja necessário, ou não, atravessar a fundação existente. Deste modo, podem-se considerar as seguintes situações:
 - a) Fundações superficiais onde é necessário o seu atravessamento;
 - b) Fundações superficiais onde não é necessário o seu atravessamento;
 - c) Fundações profundas onde não é necessário o seu atravessamento.

No caso a), onde os trabalhos de furação necessitam de atravessar as fundações existentes, recorre-se à sua prévia carotagem, que permite a execução de uma abertura (furo) nas mesmas com o diâmetro e profundidades pretendidas. Após a carotagem das fundações até à profundidade onde se atinge o solo de fundação, inicia-se o processo de perfuração do terreno, com a sonda hidráulica do equipamento, à qual é fixa a vara de *jet grouting*. Posto isto, com a ajuda de um jato vertical de água, introduz-se a vara no solo até se atingir a cota da base da coluna, momento esse onde se obtura a válvula de água e se pára a perfuração.

Quanto aos casos onde a operação de perfuração não necessita de atravessar as fundações existentes, caso b) e c), o processo é em tudo análogo ao anteriormente descrito, diferindo somente na dispensa

dos trabalhos de carotagem, isto porque a perfuração inicia-se à superfície do terreno, no local onde se executa o reforço.

7.7.2.2. Subida da vara com jateamento de calda de cimento e sua paragem

Após os trabalhos de furação estarem finalizados e a vara de *jet grouting* estar posicionada na cota da base da coluna, inicia-se a injeção de calda de cimento, a alta pressão, no solo e a desagregação do mesmo, pela ação de jatos de água, de ar, ou de ambos, consoante o sistema de *jet grouting* utilizado. Esta operação decorre simultaneamente com um movimento ascensional da vara, cujo passo vertical (comprimento de ascensão a cada intervalo de tempo), deve ser fixo e respeitado, para que esta suba com uma velocidade constante. Como também já foi referido, dependendo da geometria desejada para o corpo de *jet grout*, confere-se ou não velocidade de rotação à vara. No caso da produção de uma coluna, a vara possui velocidade de rotação, no caso de um painel não. Com isto pretende-se que haja uma mistura íntima entre as partículas de solo e a calda de cimento injetada, de modo a se obter o corpo de solo-cimento em perfeitas condições.

O processo de desagregação e mistura das partículas de solo com a calda de cimento injetada termina quando o bico injetor atinge a cota de coroamento da coluna (ou do corpo criado), removendo-se seguidamente a vara e preenchendo-se a parte restante do furo com calda de cimento por gravidade.

7.8. CASOS DE OBRA

7.8.1. RECALCE DO HOTEL AV. PALACE PARA A CONSTRUÇÃO DA GALERIA DO METROPOLITANO DO LISBOA

O hotel Av. Palace é um edifício construído há pouco mais de um século, cuja estrutura original é constituída por paredes resistentes de alvenaria de grande espessura, que suportam pavimentos de madeira ao nível dos pisos.

De forma a ser possível a escavação e construção sob o mesmo de uma galeria para a passagem do metropolitano de Lisboa, com dimensões interiores de $8,60 \times 7,50 \text{ m}^2$, que atravessava longitudinalmente o edifício em questão, foi necessário proceder ao recalce das suas fundações.

A solução adotada para o reforço das fundações das paredes de alvenaria consistiu na execução de microestacas e de colunas de *jet grout*, cuja aplicação foi conjunta em certas situações.

Refere-se também que para além do reforço das fundações, as colunas de *jet grout* tinham a função de reter as águas provenientes do nível freático, de modo a permitir execução da escavação a seco no interior do edifício.

Assim sendo, seguidamente refere-se a solução adotada para o reforço das fundações das fachadas.

Para se garantir a estabilidade das fundações das fachadas, procedeu-se à execução de colunas de *jet grout* com um diâmetro de 500 mm reforçadas com um varão de aço, as quais permitiram a transferência das cargas das fundações para uma camada de solo de maior capacidade resistente. As colunas de *jet grout* foram realizadas com um comprimento unitário de cerca de 10 metros e penetraram cerca de 1 metro no substrato resistente. Estas formaram “leques” de três colunas e foram dispostas inclinadas relativamente à fachada do edifício (Figura 7.13) (Rebelo et al., 2002).

O procedimento de execução foi em tudo análogo ao enunciado em 7.7.

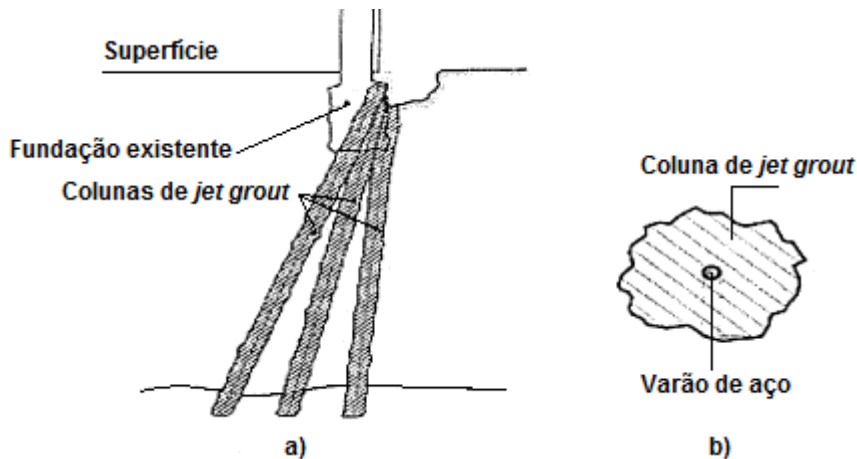


Fig.7.13 – Recalce da fachada do hotel por colunas de *jet grout*: a) corte; b) seção da coluna [73]

7.8.2. SOLUÇÕES DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES EM EDIFÍCIOS PATRIMONIAIS DA CIDADE DE AVEIRO

7.8.2.1. Recalce das fundações da Câmara Municipal de Aveiro

O edifício em questão possui uma estrutura em alvenaria de pedra, com quatro pisos elevados, encontrando-se fundado através de lintéis. A intervenção foi motivada pela necessidade de executar um piso enterrado em parte do edifício, com cerca de 12x12 m² de área em planta e 3 metros de altura útil, e também pelo facto de, por razões arquitetónicas, se pretender alterar a geometria e a localização de alguns pilares interiores.

A intervenção foi totalmente executada pelo interior do edifício e a solução adotada foi caracterizada pela conceção de uma cortina de contenção e estanquidade em colunas de *jet grout*, com um diâmetro de 800 mm e afastadas de 0,70 metros, e pelo recalce das fundações também através de colunas de *jet grout*. As colunas de recalce das paredes periféricas foram executadas com 800 mm de diâmetro e possuíram um afastamento de 2,4 metros e uma inclinação de 65° e 77° (Figuras 7.14 e 7.15) (Pinto et al., 2000).



Fig.7.14 – Execução das colunas periféricas de *jet grout* [64]

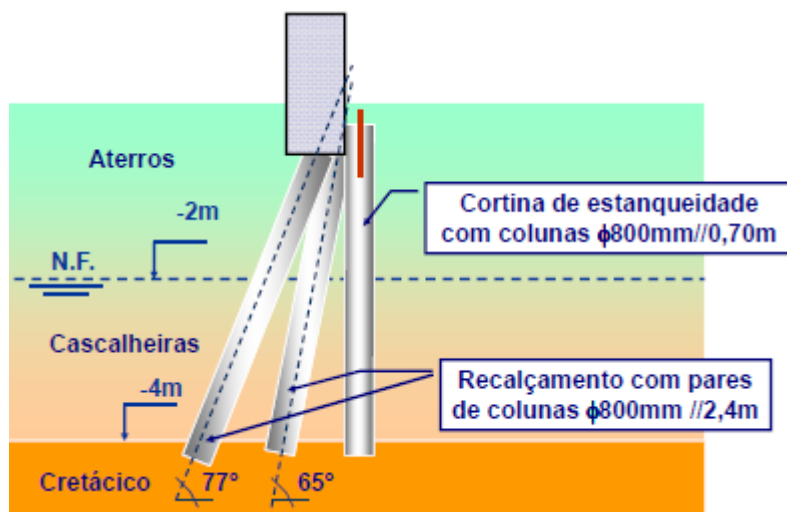


Fig.7.15 – Esquema do recalço periférico realizado e da cortina de contenção e estanqueidade [64]

Os pilares interiores foram reforçados por pares de colunas de *jet grout*, também com 800 mm de diâmetro, mas estas foram armadas com tubos de microestacas N80 $\phi 127 \times 9,0$ mm. Após o recalce dos pilares existentes, executaram-se as colunas de *jet grout* de fundação dos novos pilares, ao que se seguiu a construção dos mesmos e a demolição dos originais (Figuras 7.16 e 7.17) (Pinto et al., 2000).



Fig.7.16 – Recalce dos pilares originais e construção dos novos pilares interiores [64]

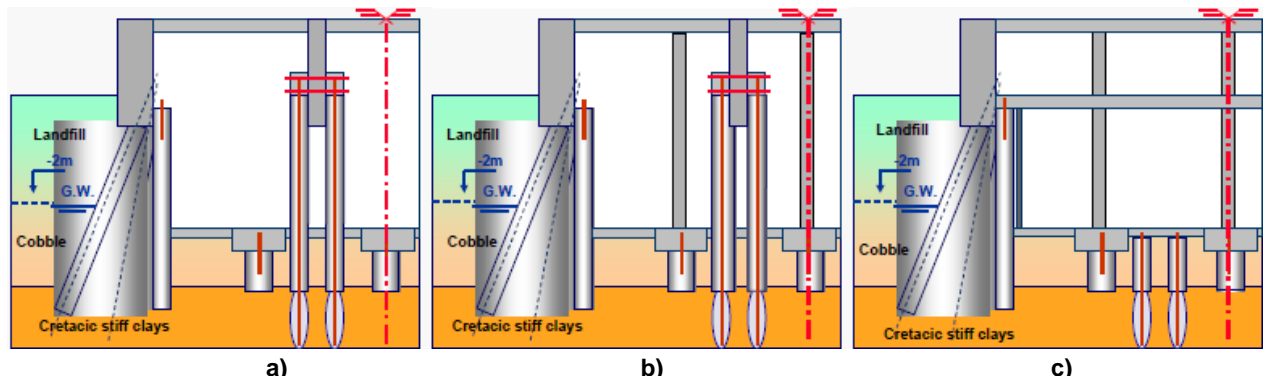


Fig.7.17 – Esquema dos trabalhos nos pilares interiores: a) reforço dos pilares existentes; b) construção dos novos pilares; c) demolição dos pilares originais [64]

7.8.2.2. Edifício da antiga Capitania do porto de Aveiro

O edifício da antiga Capitania do porto de Aveiro, construído em 1913, constitui um exemplo emblemático da Arte Nova da cidade, tanto pela sua localização como pela sua qualidade arquitetónica. Originalmente constituído por uma estrutura em alvenaria de pedra, o edifício dispunha de uma área em planta de cerca de $30 \times 15 \text{ m}^2$ e de dois pisos elevados.

Devido a persistentes problemas de fundações, em 1995 os serviços prestados no edifício foram definitivamente desativados, para ser possível a realização de obras de recuperação, remodelação e principalmente de consolidação das suas fundações. Estruturalmente, a intervenção teve como objetivo a construção de uma nova estrutura de betão armado, preservando-se a fachada principal que confronta com o canal e com a Praça Luís Cipriano, e aproveitando-se a laje de fundação em betão armado existente (Figura 7.17a), fundada em microestacas, onde se apoiaram as estruturas de contraventamento das fachadas (Pinto et al., 2004).

Assim sendo, a solução adotada para o reforço da laje de fundação e para as fundações da nova estrutura consistiu na execução de colunas de *jet grout* (Figura 7.19), com 1000 mm de diâmetro e com uma entrega mínima de 1 metro na camada competente. De forma a garantir o seu funcionamento conjunto, as colunas foram solidarizadas no seu coroamento à laje existente e a muros e vigas de fundação em betão armado, construídos para o efeito (Figura 7.18b).

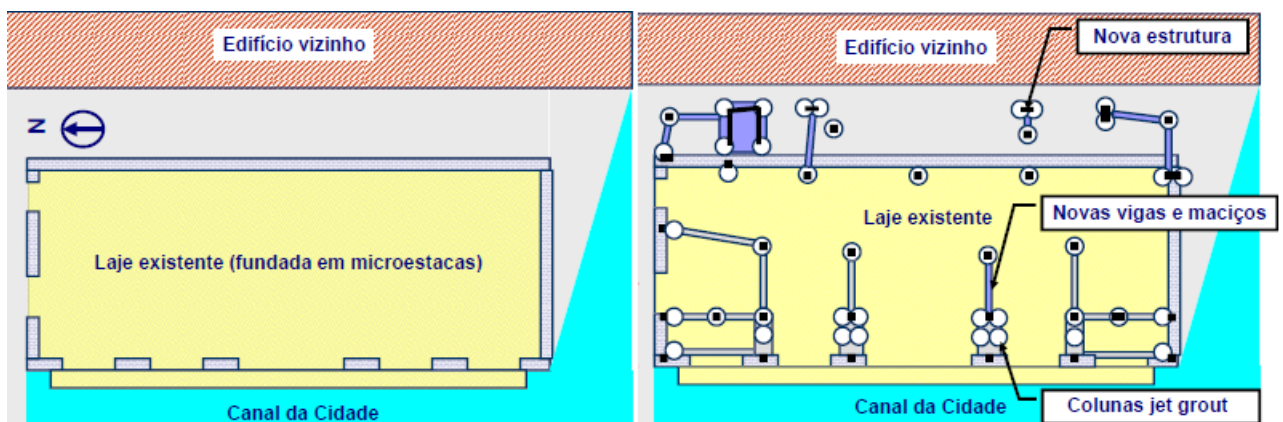


Fig.7.18 – Esquema em planta da laje de fundação: a) original; b) após o reforço [63]



Fig.7.19 – Trabalhos para a execução das colunas no interior do edifício [63]

De forma a incrementar a capacidade resistente das colunas e a garantir uma maior eficiência na ligação aos maciços de encabeçamento, as mesmas foram armadas com tubos metálicos em aço TM-80 (Figura 7.20). Os tubos metálicos colocados no interior das colunas localizadas nas zonas que confrontavam diretamente para o canal e em que a laje de fundação, por não estar em contacto direto com o terreno, não permitia a realização das colunas até à face inferior da mesma laje, foram revestidos com um tubo de polietileno de alta densidade (PEAD) de proteção anti-corrosão no troço desconfinado (Figura 7.21).

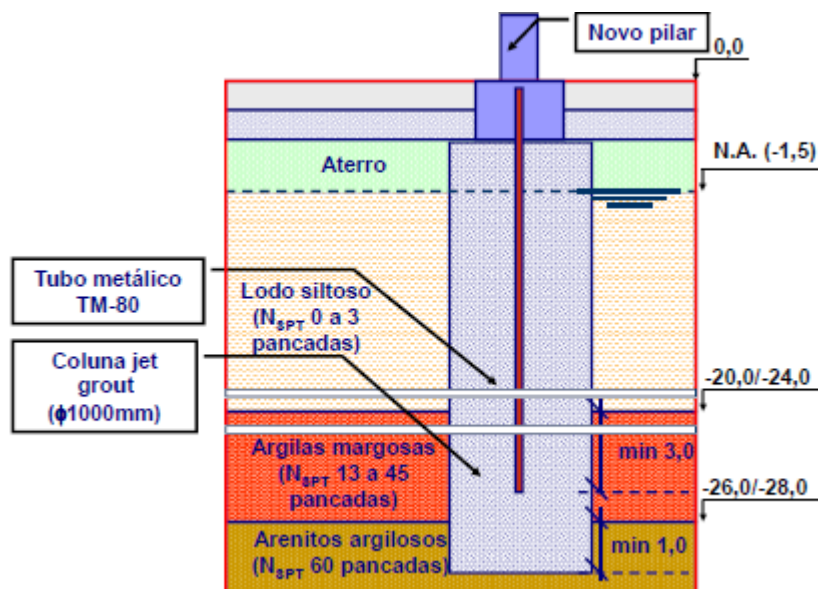


Fig.7.20 – Esquema da ligação das colunas que não confrontam diretamente com o canal [63]

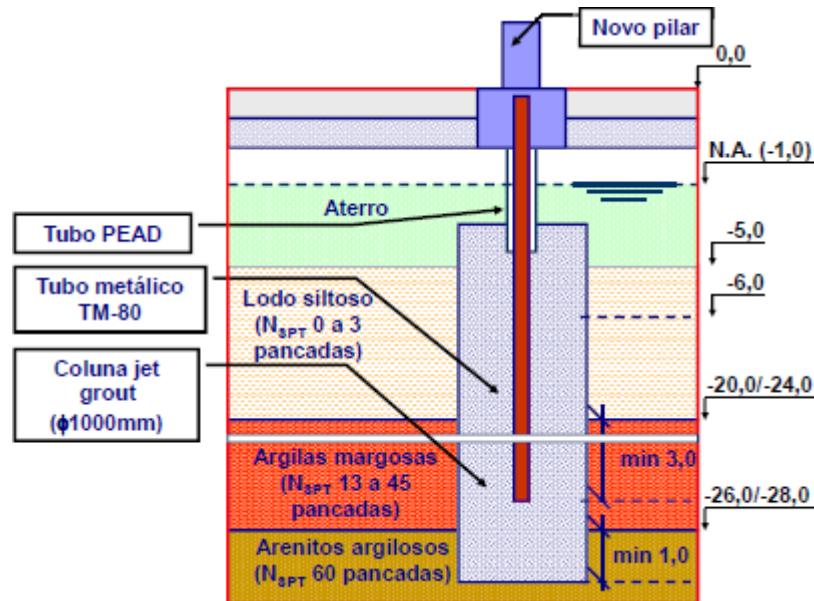


Fig.7.21 – Esquema da ligação das colunas que confrontam diretamente com o canal [63]

7.8.3. TRABALHOS NA ESTAÇÃO CENTRAL DE AMSTERDÃO

Com o objetivo de se ligar as zonas norte e sul de Amsterdão com a sua zona central, construiu-se um túnel para a nova linha subterrânea Norte/Sul, sob a estação central da cidade.

O edifício da estação foi construído em 1880 sobre aproximadamente 9000 estacas de madeira, que na zona da construção da nova estação tiveram de ser retiradas.

De modo a ser possível realizar a escavação necessária para a construção do túnel, foi concebida uma solução para recalçar o edifício na zona em questão. A solução consistiu na execução de uma grelha de vigas de recalçamento e na construção de uma cortina composta, designada por “sandwich wall”, que foi realizada ao longo de toda a secção longitudinal do túnel sob a estação (Bogaards et al., 2007) (Figura 7.22).



Fig.7.22 – Esquema da solução adotada [7]

A cortina em questão para além de conter a escavação tinha a função de suportar o edifício, reforçando as suas fundações e conduzindo as cargas para uma camada de solo mais competente localizada em profundidade (Figura 7.23).

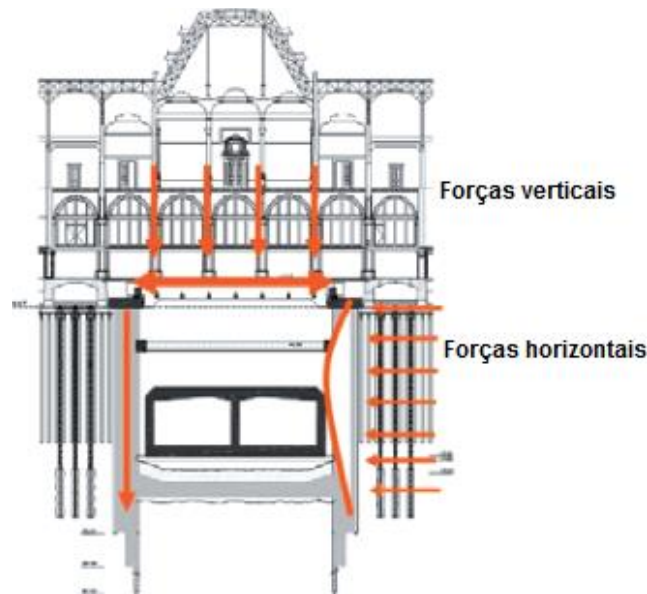


Fig.7.23 – Esquema da transmissão de cargas para a cortina [7]

Assim sendo, a cortina composta foi executada através de duas fiadas paralelas de microestacas Tubex e com um corpo de *jet grout* no seu interior. As microestacas de 457 mm de diâmetro e de 26 a 60 m de comprimento estavam afastadas entre eixos de aproximadamente 1 m, estando as filas paralelas afastadas de aproximadamente 2,5 m. O espaço entre as microestacas foi preenchido por colunas de *jet grout* de 800 a 1200 mm de diâmetro e com 28,5 m de comprimento, bem como o espaço entre as fiadas de microestacas, que também foi preenchido com colunas de *jet grout* com diâmetros entre 1400 a 2200 mm e comprimentos de 28,5 m (Bogaards et al., 2007) (Figuras 7.24 e 7.25).

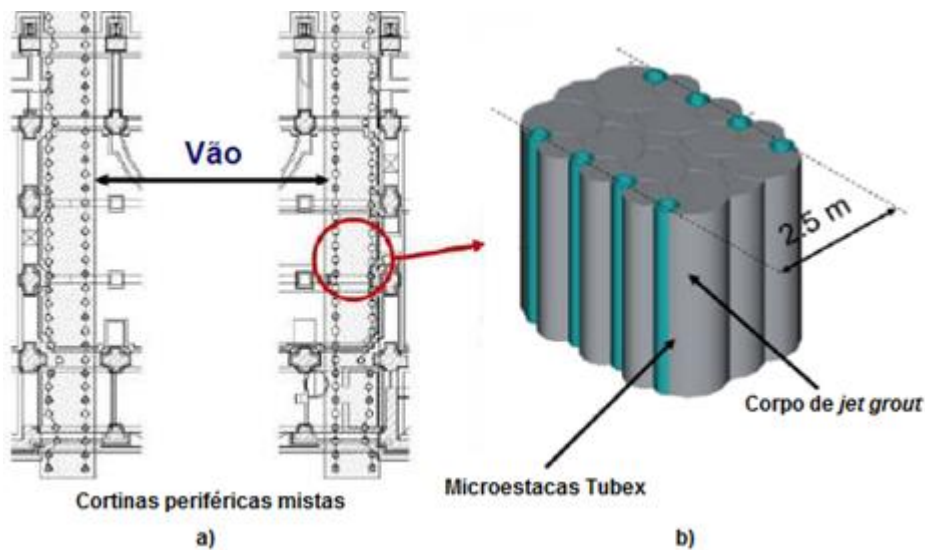


Fig.7.24 – Esquemas da cortina: a) planta; b) pormenor [7]

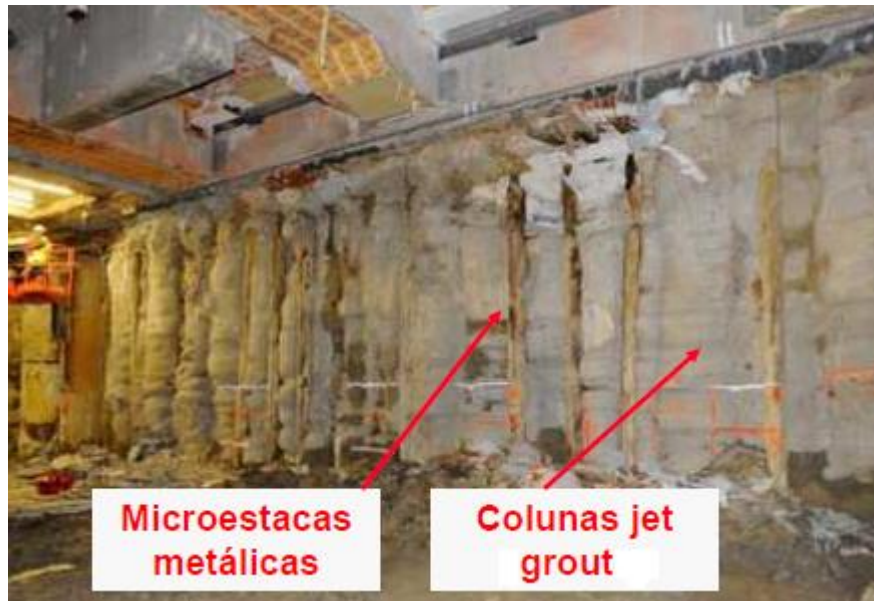


Fig.7.25 – Visão da cortina executada [62]

8

CONSTRUÇÃO DE CAVES SOB EDIFÍCIOS EXISTENTES OU FACHADAS A MANTER

8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A reabilitação de edifícios antigos tem assumido nas últimas décadas uma importância significativa, tendo em conta os cada vez mais reduzidos espaços disponíveis para a execução de construções de raiz, consequência dos atuais centros urbanos serem cada vez mais densos. Deste modo, a reabilitação para além de permitir o aproveitamento do património edificado, possibilita também a sua valorização, podendo esta estar relacionada com a alteração das utilizações-tipo dos edifícios, com a criação de novos andares ou a construção de caves para parques de estacionamento ou outras funções relacionadas com novos usos.

Perante este contexto, compreende-se a crescente valorização que o espaço subterrâneo tem vindo a sofrer, bem como o papel preponderante que a construção de caves, muitas vezes com vários níveis, desempenha como solução para o aproveitamento do mesmo, fazendo face às necessidades existentes.

Quanto aos métodos de execução de caves, geralmente os mais utilizados são (Bouça e Ribeiro, 1999):

- Prolongamento em profundidade da estrutura, reforçando as fundações de pilares e paredes resistentes, procedendo de seguida à realização da cave, cuja escavação é suportada por uma cortina de contenção. Muitas vezes a estrutura de contenção auxilia também no recalce da estrutura sob a qual se executa a cave;
- Preservação única das fachadas, reforçando-as, e criando uma nova estrutura interior até à profundidade requerida, construindo uma nova fundação.

A solução adotada para a construção da cave depende naturalmente do tipo e estado da estrutura sob a qual esta se vai realizar, mas também das características do solo e da profundidade do nível freático, bem como das condicionantes existentes, como aspetos relacionados com estruturas contíguas.

Salienta-se a criação de caves através de soluções que compreendem em geral a execução de paredes moldadas, paredes do tipo Berlim e paredes de *jet grout*, apoiadas em ancoragens, escoras metálicas ou bandas de laje. Quando a presença de água no solo é significativa, as soluções por paredes moldadas e de *jet grout* afiguram-se como as mais adequadas, enquanto que para a situação contrária é usual recorrer-se a soluções por paredes tipo Berlim.

Posto isto, com o intuito de se realizar uma correta perceção do sistema construtivo de caves, neste capítulo descrevem-se as tecnologias de execução de paredes moldadas e de paredes tipo Berlim, não

se fazendo aqui referência à tecnologia de *jet grouting*, uma vez que já foi abordada no Capítulo 7 deste documento.

8.2. PAREDES MOLDADAS

8.2.1. DEFINIÇÃO

As paredes moldadas são paredes de contenção definitiva em betão armado, cuja construção se baseia na execução de grandes painéis betonados em trincheiras, previamente escavadas através de meios mecânicos (Figura 8.1) (Pinto, 2008). Durante o processo de construção da parede, que compreende as operações de escavação, de montagem da armadura e de betonagem, de modo a se assegurar a estabilidade das paredes das trincheiras recorre-se ao auxílio de fluidos estabilizadores, sendo as lammas bentoníticas o tipo de fluido habitualmente selecionado (Coelho, 1996).

Refere-se também que estas estruturas são executadas enterradas, procedendo-se posteriormente à remoção do terreno presente no interior da contenção. Quanto às suas dimensões, as paredes moldadas de betão armado podem apresentar espessuras que variam entre 40 e 120 cm, podendo alcançar profundidades superiores a 45 m.

Por último, salienta-se que os painéis constituintes deste tipo de paredes podem ser moldados “*in situ*”, sendo esta a situação mais usual, mas também podem ser pré-fabricados, em betão armado ou pré-esforçado. A estabilidade das paredes durante a escavação é garantida através de ancoragens, escoras metálicas ou bandas de laje.

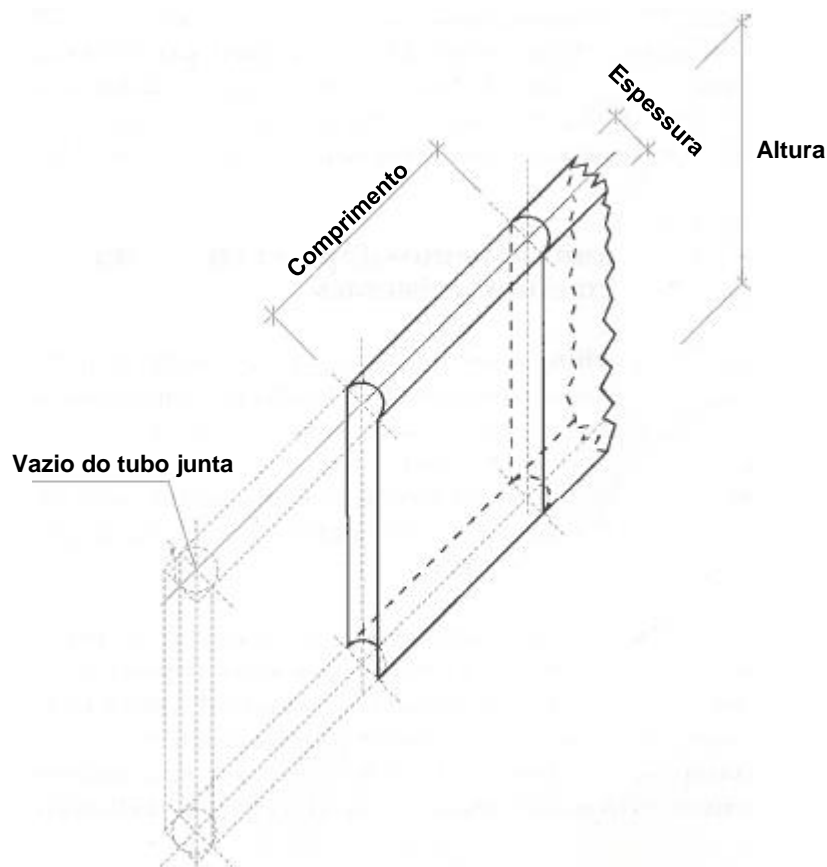


Fig.8.1- Esquema representativo da parede moldada no solo [22]

Resultante da sua maior utilização, neste documento apenas se descreve o processo de execução de paredes moldadas com painéis moldados “*in situ*”.

8.2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

As paredes moldadas apresentam-se como uma solução bastante indicada nas seguintes situações (Figura 8.2) (Brito, 2001^a):

- Em terrenos de fraca coesão e com nível freático elevado;
- Na contenção e estanqueidade de terras, assegurando elevados níveis de impermeabilização. A barreira à penetração da água deve-se sobretudo às características deste tipo de paredes, como o facto de serem formadas por painéis contínuos com uma espessura apreciável (superior a 40 cm) e a forma das juntas entre painéis dificultar a passagem da água para o interior da escavação;
- Construção de caves junto a construções existentes, sem infligir danos às mesmas, servindo de estrutura de contenção e também de fundação. Salienta-se aqui a capacidade deste tipo de parede se moldar à geometria das trincheiras escavadas e as perturbações mínimas que o processo de construção causa em termos de ruídos e vibrações.

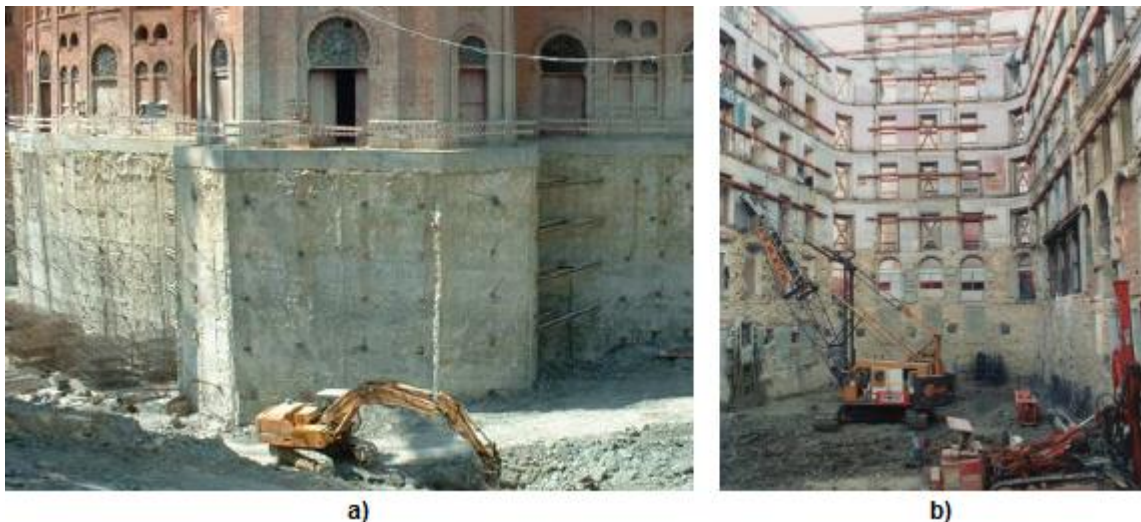


Fig.8.2 – Casos de aplicação de paredes moldadas: a) obras no Campo Pequeno; b) Obras no edifício Revilla, em Lisboa [11]

Referem-se seguidamente algumas das vantagens apresentadas pela aplicação das paredes moldadas (Mascarenhas, 2011 e Brito, 2001^a):

- São possíveis de executar em diferentes tipos de solos, mesmo com nível freático elevado;
- O processo de construção causa ruído e vibrações reduzidos;
- Podem atingir profundidades elevadas;
- Minimizam a descompressão e deformação das construções adjacentes;
- Asseguram a contenção dos terrenos e a estanqueidade à passagem da água para o interior da escavação;
- Apresentam bom comportamento sísmico.

Quanto as suas desvantagens, podem-se referir as seguintes (Mascarenhas, 2011 e Brito, 2001^a):

- Processo oneroso, nomeadamente devido à utilização das lamas bentoníticas, que depois de serem aplicadas têm de ser recuperadas e recicladas;
- Solução que necessita de equipamento e mão-de-obra especializados;
- Ocupação de parte da área útil da construção;
- Exige um espaço significativo em estaleiro;
- Dificuldades de execução em terrenos rochosos;
- Possível ocorrência de sobresspessura ou desvios de verticalidade, caso a escavação não seja corretamente efetuada.

8.2.3. EQUIPAMENTOS

O tipo de equipamentos utilizados mais frequentemente nas operações de escavação, para a construção de paredes moldadas, são os baldes de maxilas e as hidrofresas (Figura 8.3e e 8.3d), podendo-se recorrer ao trépano caso se encontre rocha no decorrer da escavação (Brito, 2001^a).

Sendo as paredes das trincheiras escavadas estabilizadas com lamas bentoníticas, é necessário existir em estaleiro equipamentos de armazenamento, fabrico e reciclagem das mesmas.

Assim sendo, são essenciais os silos de armazenamento do material (Figura 8.3a), os tanques de mistura do material (Figura 8.3a), os tanques de armazenamento das lamas bentoníticas e os equipamentos desarenadores (Figura 8.3b e 8.3c), que permitem a reciclagem das lamas (Mascarenhas, 2011).

Por fim, também se faz referência a outros tipos de equipamentos utilizados, como os tubos *trémie* e os camiões betoneira para a betonagem dos painéis, as gruas para a colocação das armaduras e tubos junta, os martelos pneumáticos para o saneamento final dos painéis, as retroescavadoras para a escavação do interior da contenção e os equipamentos de realização de ancoragens, caso a parede seja suportada por este tipo de sistema.



Fig.8.3 – Equipamento: a) silos de armazenamento e tanque de mistura; b) tanques de armazenamento das lamas bentoníticas; c) tanques de reciclagem das lamas bentoníticas; d) hidrofresa; e) balde de maxilas [83]

8.2.4. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES MOLDADAS “IN SITU”

8.2.4.1. Preâmbulo

A execução de uma parede moldada “*in situ*” baseia-se, essencialmente, nas seguintes fases (Figura 8.4) (Pinto, 2008 e Richards, 2006):

- Implantação em obra;
- Realização dos muros guia em todo o perímetro da parede a construir;
- Produção das lamas bentoníticas;
- Escavação das trincheiras para a construção dos painéis até à cota de projeto e introdução das lamas bentoníticas estabilizantes;
- Colocação das juntas dos painéis;
- Montagem e colocação da armadura;
- Betonagem dos painéis;
- Recuperação dos volumes de lama bentonítica que afluem à superfície da trincheira aquando da colocação da armadura e da betonagem;
- Remoção das juntas dos painéis;
- Demolição dos muros guia;
- Saneamento do topo da parede executada;
- Construção da viga de coroamento;
- Escavação e estabilização da parede através de ancoragens, de escoras metálicas ou bandas de laje.

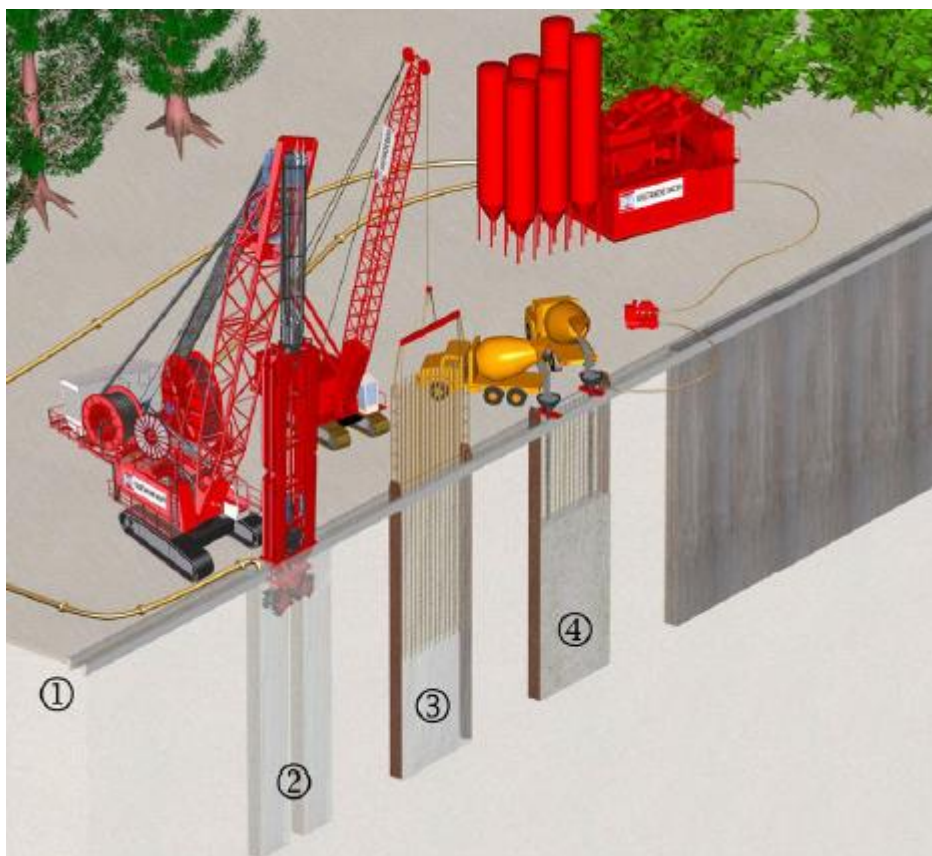


Fig.8.4 – Esquema representativo da construção de uma parede moldada: 1-muro guia; 2-escavação da trincheira para o painel; 3-colocação da armadura; 4-betonagem do painel [83]

De seguida realiza-se uma breve descrição de algumas das etapas mais importantes executadas durante o processo de construção das paredes moldadas.

8.2.4.2. Implantação em obra

Antes do início da obra é fundamental realizar um reconhecimento do local onde a parede moldada vai ser construída. Deste modo, é crucial localizar e identificar todas as infraestruturas existentes nas vizinhanças da obra, nomeadamente aquelas que se localizam nos alinhamentos da parede a construir.

Quando devidamente localizadas e identificadas, todas essas infraestruturas deverão ser desativadas ou deslocadas para outros locais. A informação necessária para localizar e identificar as eventuais estruturas existentes pode ser obtida através das autoridades competentes locais. Não existindo informação ou sendo impossível a sua consulta, devem ser cuidadosamente realizados furos e valas de teste que permitem ter uma melhor perceção das condições do local, bem como descobrir e retirar antigas fundações ou outros obstáculos diversos, como tubagens, cabos, etc. (Deep Foundation Institute, 2005).

Estes trabalhos permitem também investigar as fundações das estruturas contíguas, permitindo verificar a entrada de sapatas no terreno da escavação, bem como avaliar a necessidade de recalce das mesmas.

Para além disto, refere-se também que as estruturas adjacentes ao local de construção da parede devem ser protegidas de eventuais danos que as lamas bentoníticas ou a betonagem possam causar.

8.2.4.3. Execução dos muros guia

Previamente às operações de escavação monta-se à superfície um dispositivo de alinhamento da ferramenta de escavação, constituído por dois muros paralelos, designados de muros guia. Estes muros guia têm como função (Mascarenhas, 2011 e Brito, 2001^a):

- Servir de guia para a ferramenta de escavação, delimitando simultaneamente o perímetro da parede a construir;
- Evitar que o equipamento de escavação rode;
- Impedir o derrocamento do terreno próximo da superfície da escavação, devido às sucessivas variações do nível das lamas bentoníticas ou devido a eventuais impactos provocados pela ferramenta de escavação, durante a entrada e saída da mesma;
- Servir de apoio para o dispositivo de arranque dos tubos junta;
- Suportar as armaduras de forma a que não entrem em contacto com o fundo da escavação.

Segundo Coelho (1996), após a betonagem dos muros guia, estes devem apresentar faces verticais desempenadas, não podendo possuir uma curvatura em planta superior a 15 mm, num comprimento de 3 m. Quanto à distância entre as duas faces internas dos muros, esta deve ser igual à espessura da parede a executar, somada de no mínimo mais 50 mm. Refere-se também que a cota do coroamento deste dispositivo de alinhamento deve ser conhecida com o rigor de ± 25 mm.

Posto isto, conclui-se que o rigor da implantação da parede executada é fortemente dependente do rigor com que os muros guia são executados.

Quanto à execução dos muros guia, esta passa pela realização (Figura 8.5):

- De uma vala no local de implantação dos mesmos;
- Limpeza do local e realização de uma camada de betão de regularização;
- Seguidamente constrói-se a armadura e a cofragem das faces interiores dos mesmos;
- Depois procede-se à sua betonagem;
- Por fim, após o betão ganhar presa e resistência suficiente remove-se a cofragem.

Nas situações em que as paredes moldadas são executadas ao longo de empenas contíguas é também necessária a construção de muros guia, mas aqui com uma espessura mais reduzida, com um mínimo de 0,10 m, para existir uma folga para a operação dos equipamentos de escavação, colocação e extração dos tubos e colocação da armadura.



Fig.8.5 – Execução de muros guia: a) escavação da vala; b) colocação da armadura; c) muros guia executados; d) muros guia construídos próximos de estruturas contíguas [33, 71]

Por fim, apresentam-se na Figura 8.6 dois tipos correntes de muros guia, um do tipo leve e outro do tipo reforçado, bem como as dimensões usualmente adotadas para os mesmos.

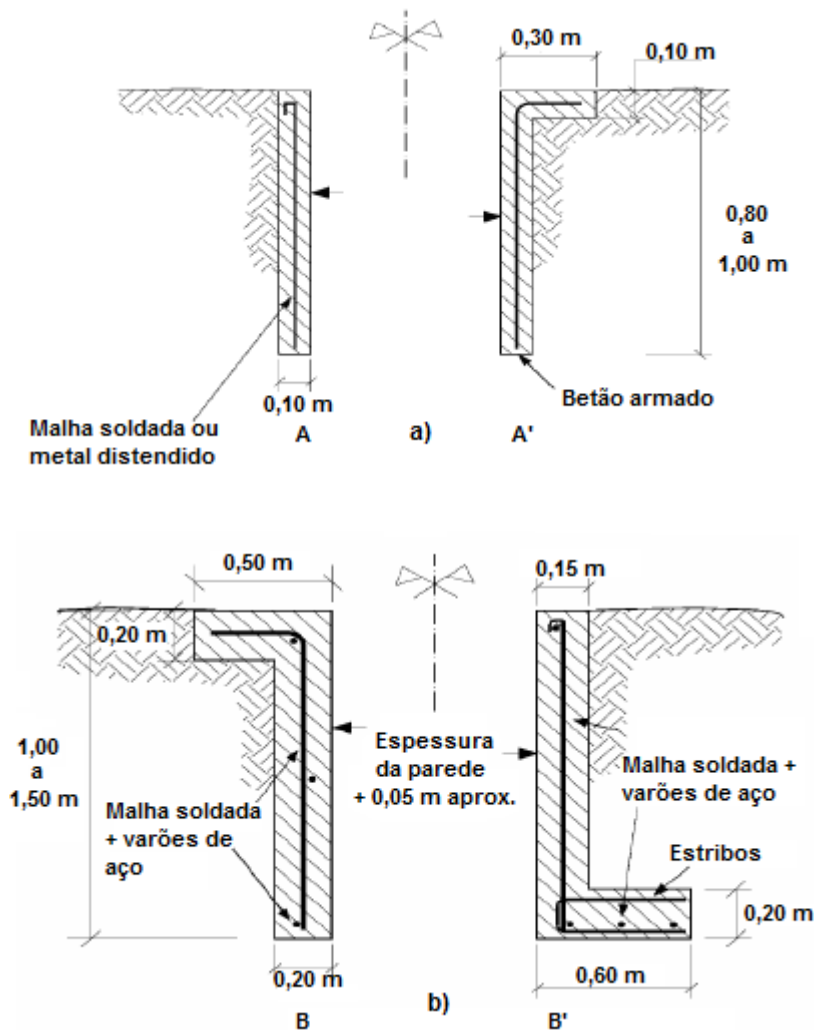


Fig.8.6 – Esquemas de muros guia: a) tipo leve; b) tipo reforçado [22]

8.2.4.4. Produção das lammas bentoníticas

A lama utilizada durante o processo de construção é composta por água, bentonite e eventualmente cimentos e aditivos, podendo a bentonite, em casos especiais, ser substituída por polímeros orgânicos. O seu fabrico deve ser realizado de modo a que a lama tenha a capacidade de manter a estabilidade das paredes da trincheira ao longo das operações de escavação e até ao fim da betonagem, possibilitando assim uma correta execução da mesma.

A lama deve, por um lado (Mascarenhas, 2011):

- Sustentar a escavação exercendo pressão hidrostática nas paredes;
- Permanecer na trincheira e não escoar para o terreno;
- Ser suficientemente densa para manter os detritos em suspensão para impedir a geração de depósitos argilosos no fundo da escavação.

Por outro lado, as lammas também têm de possibilitar (Coelho, 1996):

- A sua fácil remoção pela betonagem, sem subsequente interferência na adesão do betão à armadura;
- A sua peneiração para remoção dos detritos, de modo a poder ser reciclada;

- A sua fácil bombagem.

Posto isto, há que encontrar uma mistura que satisfaça todas estas condições, para não existirem conflitos causados pela necessidade da lama ser densa para os primeiros objetivos e ser fluida para fazer face às segundas exigências.

8.2.4.5. Escavação das trincheiras para a execução dos painéis

Após a construção dos muros guia e o fabrico da lama bentonítica procede-se à escavação das trincheiras por troços (Figura 8.7), com as dimensões dos painéis a construir, sendo estas estabilizadas pela lama bentonítica introduzida à medida que decorre a escavação.

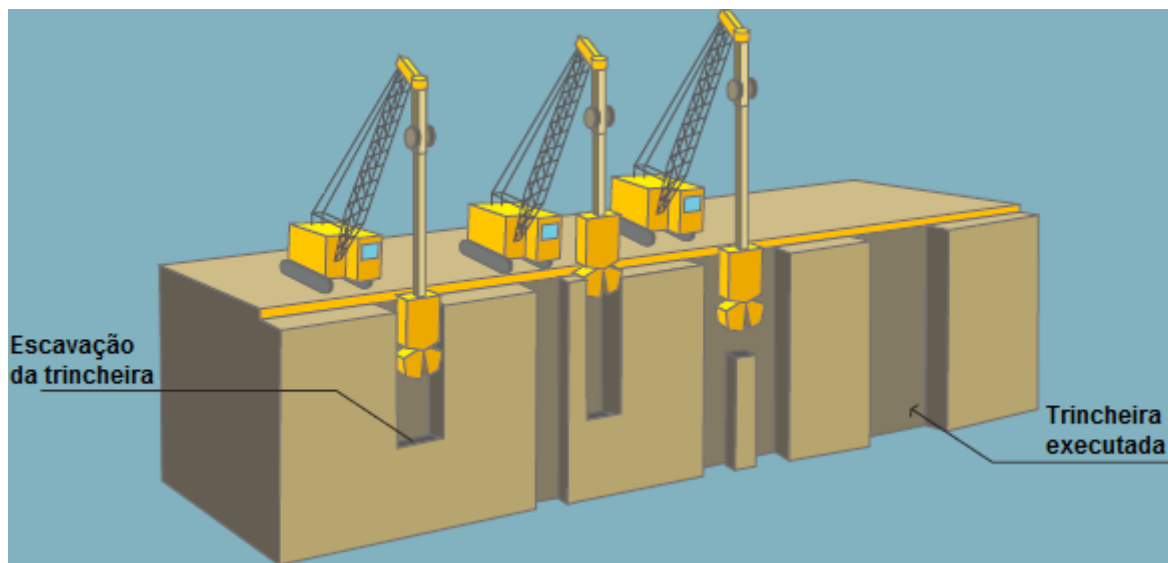


Fig.8.7 – Esquema representativo da escavação de uma trincheira para a execução de um painel [83]

Quanto ao comprimento mínimo dos painéis refere-se que este é influenciado pela dimensão da ferramenta de escavação adotada. Já quanto ao seu comprimento máximo, este é fortemente dependente da natureza do solo e das cargas a suportar pelo terreno exterior (Pinto, 2008). Um caso que merece especial atenção é quando existem cargas importantes na proximidade da parede, nomeadamente cargas concentradas, cujas tensões podem não ser capazes de ser equilibradas pela lama bentonítica. Nesta situação deve-se reduzir o comprimento do painel de modo a não pôr em perigo a segurança dos trabalhos.

A ordem de execução dos painéis é definida em função das características do terreno, do carregamento e das características das estruturas vizinhas, limitando-se assim as deformações do solo a valores admissíveis.

Os painéis podem ser realizados de forma sequencial ou alternadamente (Figura 8.8), sendo esta última solução a mais comumente aplicada de forma a rentabilizar os equipamentos, uma vez que habitualmente as equipas de escavação, colocação da armadura e betonagem são independentes, o que permite que enquanto um painel é escavado, outro é armado e outro betonado. A execução de painéis de uma forma sequencial apresenta também a desvantagem de poderem ocorrer deslocamentos maiores do que os previstos, pelo facto de se proceder à construção do painel seguinte sem o anterior ter endurecido adequadamente (Coelho, 1996).

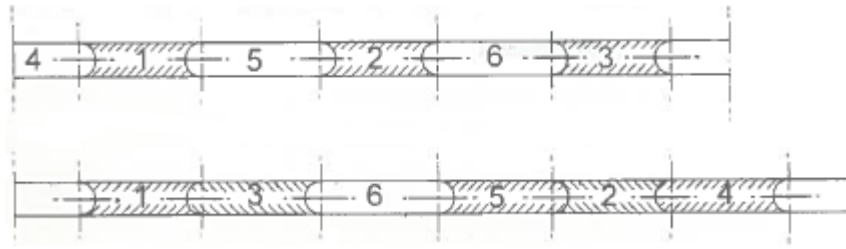


Fig.8.8 – Exemplos de soluções para escavações de forma alternada [22]

Durante os trabalhos de escavação deve-se vigiar cuidadosamente o nível da lama bentonítica na trincheira, de modo a que este seja sempre adequado para a estabilidade da escavação. A bombagem da lama deve também ser realizada continuamente, prestando-se atenção se a lama não se infiltra no terreno, causando consequentemente o seu abaixamento e pondo em risco a estabilidade da trincheira (Deep Foundation Institute, 2005).

8.2.4.6. Colocação das juntas dos painéis

As juntas são elementos que têm como função assegurar a continuidade entre os painéis da parede, garantindo assim a impermeabilidade desta. As juntas podem ser formadas por elementos de diversas secções (Figura 8.9) e a sua espessura é igual à espessura da trincheira escavada para a execução dos painéis. Refere-se que as juntas circulares, formadas por tubos metálicos, e as juntas trapezoidais, formadas por corpos metálicos, são as mais usualmente utilizadas (Pinto, 2008).

Refere-se também que na execução dos painéis de forma contínua é utilizada apenas uma junta, enquanto que na realização dos mesmos de forma alternada se utilizam duas.

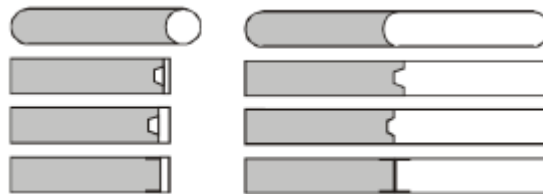


Fig.8.9 – Alguns exemplos de diferentes tipos de juntas [71]

8.2.4.7. Colocação da armadura

Após a execução da escavação até à cota de projeto procede-se à colocação da armadura no interior da trincheira formada.

As armaduras realizadas para os painéis podem ser em aços lisos ou nervurados, permitindo este último caso uma melhor aderência ao betão. As armaduras são executadas tendo em conta as dimensões dos painéis podendo ser divididas em troços, caso o painel a construir seja bastante profundo ou se a capacidade da grua de elevação não for suficiente.

De modo a não dificultar a operação de betonagem do painel, podendo mesmo pôr em causa a sua correta execução, o espaçamento livre entre os varões longitudinais de uma mesma camada deve ser no mínimo, de 0,10 m. Pelas mesmas razões, a armadura transversal deve também ser reduzida ao mínimo exigido, para não dificultar a subida do betão ao longo da trincheira, bem como para a lama bentonítica ser expulsa mais ou menos facilmente (Coelho, 1996).

De modo a impedir deformações que podem causar desvios ou mesmo a rotura da gaiola de armadura montada, esta é rigidificada com varões diagonais de modo a conservar a sua geometria durante as operações de manuseamento da mesma com a grua elevatória (Iannaccone, 1999). Este pormenor é de extrema relevância, já que não há a possibilidade de reparar qualquer dano ocorrido depois da armadura ser mergulhada na lama bentonítica. Este reforço é fundamental nas armaduras de grandes dimensões.

Por fim, refere-se que o recobrimento mínimo depende essencialmente da agressividade do solo onde se realizam os trabalhos, sendo em regra utilizado um recobrimento mínimo de 5 cm, podendo ir até aos 7 cm. De modo a obter o recobrimento necessário colocam-se espaçadores de argamassa, devidamente ligados à armadura.

Na Figura 8.10 apresenta-se o processo de colocação da armadura no interior da trincheira do painel.



Fig.8.10 – Operação de colocação da armadura: a) elevação da armadura; b) introdução no interior da trincheira; c) armadura colocada [33, 83]

8.2.4.8. Betonagem do painel

Concluída a colocação da armadura, a betonagem do painel (Figura 8.11) deve ocorrer no máximo 3 a 4 horas após o posicionamento daquela, de forma a que as partículas da lama bentonítica não se comecem a colar aos varões de aço, prejudicando assim a sua aderência (Deep Foundation Institute, 2005).

O betão é colocado na trincheira escavada através de tubos abastecedores designados de tubos *trémie*, que devem possuir um diâmetro suficiente para permitir o escoamento correto do mesmo. O tubo deve ser conduzido ao fundo da trincheira até entrar em contacto com o mesmo, sendo depois levantado no máximo 15 cm de altura. Caso a profundidade de escavação seja grande e o tubo não tenha comprimento suficiente, vão sendo acoplados novos troços ao tubo de modo a que este atinja a base da trincheira (Coelho, 1996).

Só quando o tubo está corretamente posicionado é que se inicia a colocação do betão, procurando que a lama presente no interior do tubo seja bem expulsa e não reentre, para o que é necessário, nesta fase de arranque, dispor de uma adequada capacidade de alimentação de betão ao tubo abastecedor. Conseguído o arranque, basta manter a extremidade inferior do tubo mergulhada 2 a 3 m no betão.

Se forem utilizados vários tubos de abastecimento para o mesmo painel, deve-se assegurar a capacidade de abastecimento dos mesmos, procurando-se manter o nível do betão sensivelmente horizontal durante a operação de betonagem. Para tal, os tubos devem possuir o mesmo comprimento e serem abastecidos com a mesma quantidade de betão (Deep Foundation Institute, 2005).

Pelo descrito anteriormente, facilmente se conclui que após se dar início à betonagem, esta tem de se efetuar de uma forma contínua até se atingir a cota de fim de betonagem, onde o betão se deve apresentar perfeitamente descontaminado. Relativamente à cota de fim de betonagem considera-se que esta deve ser superior ao nível teórico de saneamento do topo da parede.



Fig.8.11 – Betonagem de um painel [74]

8.2.4.9. Escavação no interior do perímetro delimitado pela parede moldada e estabilização da mesma

Concluída a betonagem da parede e após a realização do saneamento do seu topo, bem como da viga de coroamento, procede-se à escavação do recinto compreendido no interior do perímetro da parede moldada construída (Figura 8.12).

A escavação é realizada por níveis, sendo construídos em cada um deles apoios com a função de sustentar a parede limitando as suas deformações. Como referido em 8.2.4.1, estes apoios podem ser materializados através da instalação de ancoragens, de escora metálicas ou da construção de bandas de laje.

Terminados os trabalhos de escavação e de construção do apoio no primeiro nível, procede-se por regra à abertura de rasgos na parede na zona de ligação às lajes. Uma solução alternativa à abertura de rasgos consiste em perfurar a parede, por intermédio de um berbequim, e colar os varões de amarração com resina. Após a limpeza do furo a resina é introduzida através de pistolas munidas de ponteira ou através de ampolas, sendo estas esmagadas no interior do mesmo (Mascarenhas, 2011).

Os trabalhos anteriormente descritos são então repetidos para os restantes níveis até se atingir a cota de escavação de projeto.



Fig.8.12 – Trabalhos de escavação [71]

8.3. PAREDES TIPO BERLIM

8.3.1. DEFINIÇÃO

A parede tipo Berlim consiste na instalação de perfis metálicos verticais, espaçados de alguns metros uns dos outros ao longo da periferia da escavação que se pretende executar, sendo esta processada por níveis e com entivação simultânea. Os perfis metálicos mais utilizados apresentam uma forma de H ou I, podendo ser também tubulares. Quanto ao método de instalação no terreno refere-se que estes podem ser introduzidos por cravação ou através de furos previamente realizados (Guerra et al., 2000).

À medida que os níveis vão sendo escavados iniciam-se também os trabalhos de entivação caracterizados pela execução alternada, entre os perfis metálicos, de painéis de betão armado primários e secundários, sendo estes últimos realizados após os primários. Como solução alternativa aos painéis de betão armado executados “*in situ*”, podem-se aplicar pranchas de madeira (ou painéis de betão armado pré-fabricados) ou mesmo betão projetado. O tipo de painel executado depende fundamentalmente se a parede de contenção é provisória ou definitiva (Coelho, 1996).

De modo a se garantir a estabilidade da parede e simultaneamente limitar as suas deformações, são executadas ancoragens pré-esforçadas e seladas em solo firme, com uma inclinação que varia, usualmente, entre 25° a 35°. Alternativamente, também se utilizam escoras metálicas apoiadas em vigas metálicas, dispostas longitudinalmente ao longo da periferia da escavação e em cada um dos seus níveis. A escolha da solução adotada é influenciada também pelo tipo de parede que se pretende executar (provisória ou definitiva).

Assim sendo, compreende-se que a aplicação deste sistema implica que:

- O terreno tenha a capacidade de se autossustentar enquanto a entivação de madeira ou os painéis de betão não estão ainda executados;
- Os perfis metálicos tenham capacidade resistente de ponta suficiente para suportarem as cargas verticais transmitidas pelas ancoragens (caso se utilizem), pelo peso próprio dos painéis e pelo impulso vertical das terras.

8.3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

As paredes tipo Berlim são estruturas de contenção adequadas para terrenos com alguma coerência, sem presença significativa de água e sem edifícios suscetíveis a assentamentos na periferia da estrutura de contenção. Segundo Brito (2001^b), este tipo de solução recomenda-se se o terreno possuir uma pequena área de implantação e/ou fortes limitações de acesso à obra.

Quanto às vantagens apresentadas por este tipo de solução, pode-se referir:

- O facto de permitir a realização da escavação em simultâneo com a execução da contenção;
- Não necessitar de pessoal nem tecnologia muito especializada (à exceção da execução das ancoragens);
- Não exigir uma grande área de estaleiro.

Relativamente às suas desvantagens, pode-se referir:

- O facto de apresentar um mau desempenho para nível freático elevado;
- Não garantir uma estanqueidade satisfatória a longo prazo;
- Exigir solos com alguma consistência;
- Possível produção de vibrações, provocadas pela eventual cravação dos perfis metálicos;
- Descompressão no solo, pelo que é necessário prestar atenção à necessidade de recalçar as fundações de estruturas vizinhas.

8.3.3. PAREDES TIPO BERLIM PROVISÓRIAS E DEFINITIVAS

É pertinente então fazer a distinção entre paredes tipo Berlim provisórias e paredes tipo Berlim definitivas (Figura 8.13), que apresentam diferenças do ponto de vista construtivo e de dimensionamento.

Em termos construtivos as paredes provisórias são realizadas instalando, entre os perfis verticais, pranchas de madeira ou painéis de betão armado pré-fabricados, sendo deste modo dispensável a utilização de cofragens. Relativamente às paredes definitivas, estas são executadas através de painéis de betão armado construídos no local, ficando os perfis metálicos verticais incorporados nos próprios painéis.

Pode-se dizer que em termos construtivos os dois tipos de paredes apenas partilham o facto de ambas necessitarem da instalação prévia dos perfis metálicos no terreno e de se executarem faseadamente por níveis.

No que toca ao seu dimensionamento considera-se que nas cortinas tipo Berlim provisórias os perfis metálicos, colocados com os banzos paralelamente à face da escavação, asseguram a absorção das pressões do terreno através da sua resistência e rigidez à flexão. Contrariamente, nas paredes definitivas os perfis verticais não são contabilizados como elementos funcionando à flexão, já que esta função é conseguida através dos painéis de betão armado (Guerra et al., 2000).

Neste caso, como referido em 8.3.1., os perfis verticais têm a função de transmitir as cargas verticais ao solo, provenientes do peso próprio da parede e das componentes verticais correspondentes ao impulso das terras e às forças de ancoragem.

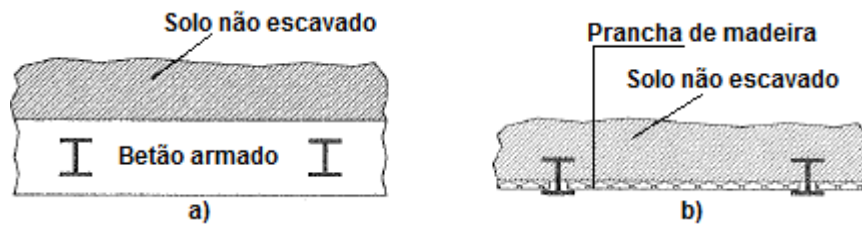


Fig.8.13 – Esquemas em planta representativos de paredes tipo Berlim: a) definitiva; b) provisória [37]

Devido à sua maior utilização na construção de caves em edifícios a reabilitar, tema sobre o qual incide este capítulo, neste documento apenas se descreve o processo de execução de paredes tipo Berlim definitivas.

8.3.4. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS

A construção de uma parede tipo Berlim definitiva compreende a execução das seguintes fases (Figura 8.14 e 8.15) (Guerra et al., 2000):

- Furação, instalação dos perfis metálicos e selagem (Figura 8.14a);
- Execução da viga de coroamento (Figura 8.14b);
- Escavação do primeiro nível, por painéis alternados (Figura 8.14c);
- Execução dos painéis do primeiro nível, alternadamente (primários e secundários) e instalação e pré-esforço das ancoragens (Figura 8.14d);
- Escavação do segundo nível, também por painéis alternados (Figura 8.14e);
- Execução dos painéis do segundo nível, alternadamente (primários e secundários) e instalação e pré-esforço das ancoragens (Figura 8.14f);
- Escavação do terceiro nível, também por painéis alternados (Figura 8.14g);
- Execução dos painéis do terceiro nível, alternadamente (primários e secundários) e da sapata de fundação (Figura 8.14h).

As fases de execução descritas anteriormente dizem respeito à construção de uma parede tipo Berlim definitiva constituída por três níveis de painéis e estabilizadas por meio de ancoragens. O processo mencionado é exatamente o mesmo, independentemente dos níveis existentes, porém chama-se a atenção para o facto de no último nível usualmente não se executar ancoragens.

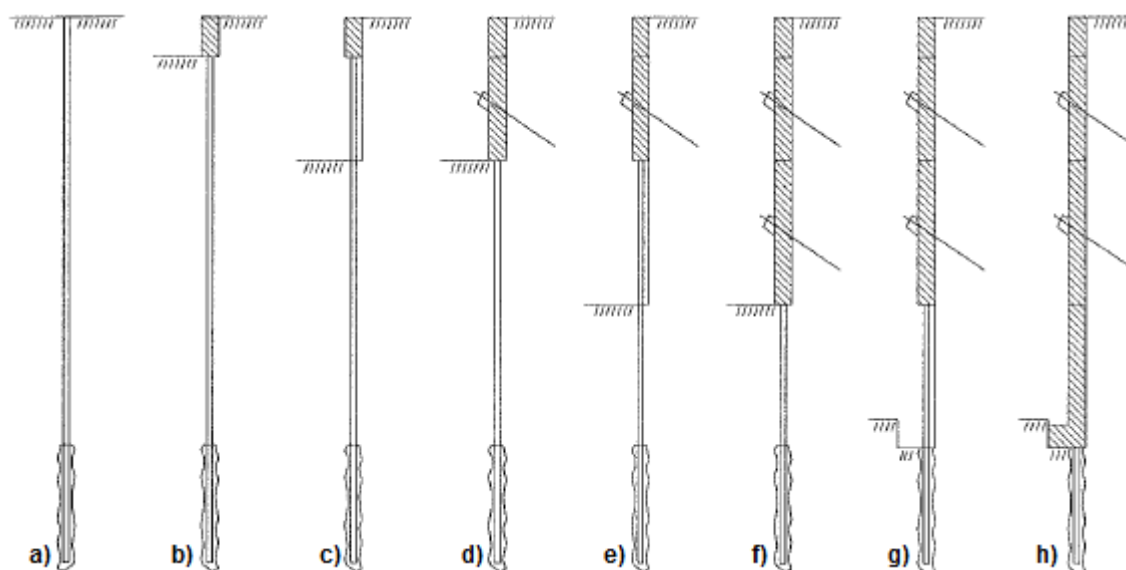


Fig.8.14 – Fases de execução de uma parede tipo Berlim definitiva [37]

Prestando um maior nível de detalhe nas fases compreendidas entre a escavação do painel e a execução da sua cofragem para posterior betonagem, pode-se ainda referir (Figura 8.15):

- Realização da escavação do segundo nível, por painéis alternados (Figura 8.15a);
- Execução da armadura dos painéis (Figura 8.15b);
- Realização de uma caixa de areia de modo a embeber as armaduras de espera para a ligação com o painel do nível seguinte (Figura 8.15c);
- Realização da cofragem do painel, escorando-a contra o terreno (Figura 8.15d);

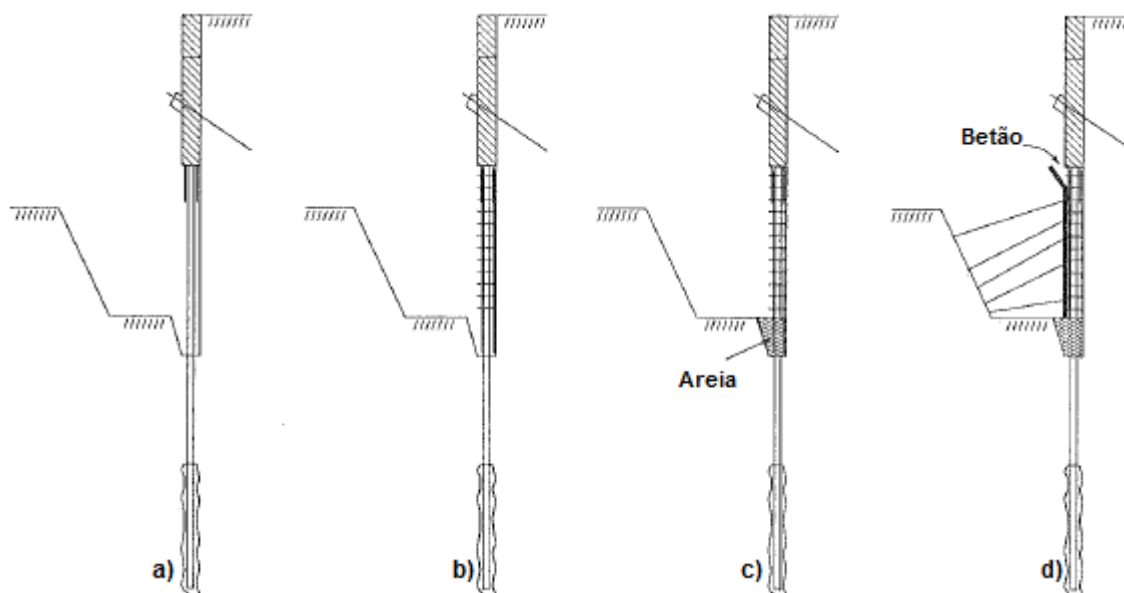


Fig.8.15 – Detalhe das fases de execução da parede compreendidas entre a escavação dos painéis e a realização da sua cofragem para posterior betonagem [37]

Posto isto, de seguida realiza-se uma breve descrição de algumas das etapas mais importantes executadas durante o processo de construção deste tipo de paredes.

8.3.4.1. Furação, instalação dos perfis metálicos e selagem

Os perfis metálicos são habitualmente introduzidos no terreno através de gruas, em furos executados com o auxílio de um equipamento de perfuração a trado. Consoante o tipo e condição do solo existente, das condições climáticas que se fazem sentir, das solicitações de eventuais estruturas vizinhas, da geometria da parede e da capacidade de carga das ancoragens, o afastamento entre perfis pode variar entre 1,5 a 3 m (Figura 8.16) (Mascarenhas, 2011).

Os furos devem ser realizados no mínimo até 2 m abaixo da cota de projeto da escavação, para os perfis serem aí selados, sendo atribuída a este troço do perfil a designação de “ficha”.

Após a execução dos furos, os perfis metálicos são colocados no interior dos mesmos com um tubo de PVC a eles amarrado que permite a injeção da calda de selagem.

Quanto à sua orientação, os perfis devem ser instalados de modo a que o seu eixo de maior inércia fique paralelo à face vertical da parede, maximizando-se assim a sua resistência à flexão para o interior da escavação.

Por fim, refere-se que os perfis devem ser colocados de modo a que fiquem 50 cm acima da superfície do terreno, para posteriormente ser possível a sua solidarização com a viga de coroamento.

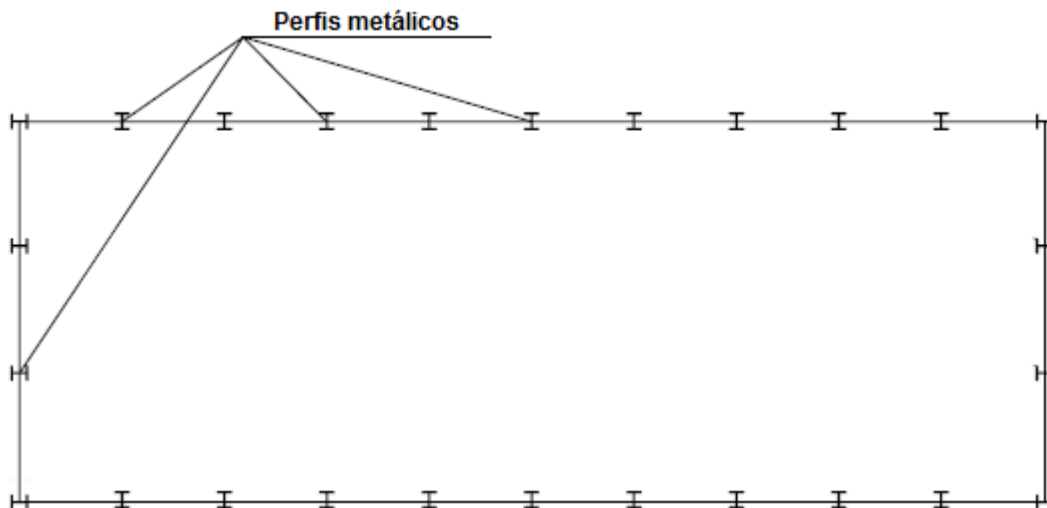


Fig.8.16 – Esquema em planta representativo da colocação dos perfis ao longo do perímetro da escavação [45]

8.3.4.2. Execução da viga de coroamento

A viga de coroamento tem a função de permitir ligar todos os perfis instalados, de forma a que estes trabalhem em conjunto (Figura 8.17a). A sua execução baseia-se essencialmente nos seguintes passos (Brito, 2001^b):

- Abertura da vala para a sua construção;
- Colocação de uma camada de areia, no fundo da vala, com espessura suficiente para embeber os ferros de espera para o primeiros painéis a serem executados. Esta camada permite também que os varões não entrem em contacto direto com o terreno, impedindo assim a fixação de partículas aos mesmos, situação essa que é prejudicial para a aderência dos varões ao betão;
- Montagem da armadura da viga, incorporando os perfis verticais (Figura 8.17b);
- Realização da cofragem da viga;

- Betonagem;
- Descofragem após o betão ter ganho presa e resistência suficiente.

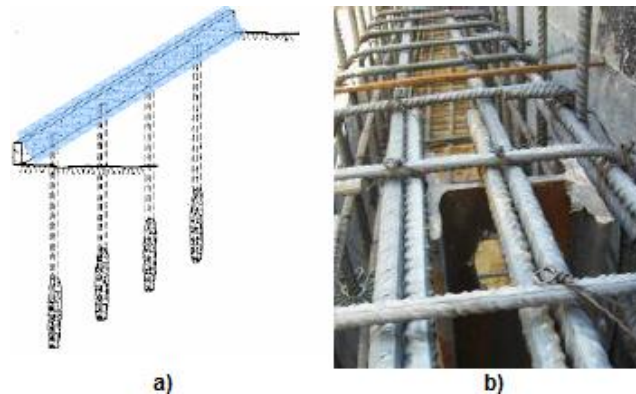


Fig.8.17 – Viga de coroamento: a) esquema representativo; b) perspectiva da armadura incorporando o perfil vertical [45, 80]

8.3.4.3. Escavação dos painéis primários do primeiro nível

Como referido em 8.3.1, a execução dos painéis de cada nível é realizada de forma alternada através de painéis primários e secundários. A operação inicia-se com a escavação dos painéis primários, deixando-se banquetas de solo nos locais destinados à construção dos painéis secundários, que só são removidas após a finalização dos primeiros (Figura 8.18). Este é um modo de operação seguro, já que tirando-se partido do efeito de arco, é possível evitar deslocamentos indesejados do terreno a suportar.

Refere-se também que é usual a escavação do terreno localizado atrás dos perfis, de forma a permitir a colocação da armadura (Pinto, 2008).



Fig.8.18 – Escavação dos painéis primários: a) esquema; b) situação em obra [45]

8.3.4.4. Execução da armadura e betonagem dos painéis primários do primeiro nível

Posteriormente à escavação dos painéis primários procede-se à montagem das suas armaduras (Figura 8.19a), as quais são amarradas aos varões de espera da viga de coroamento, que foram embebidos na vala de areia realizada. Chama-se a atenção para o facto das armaduras deverem ser montadas com espaçadores para garantir a espessura de recobrimento definida em projeto.

Outro aspeto relevante é o facto de se colocar um negativo (tubo de PVC) conjuntamente com as armaduras dos painéis, de modo a se produzir um furo que permita a instalação das ancoragens posteriormente à betonagem dos mesmos (Figura 8.19b) (Santos, 2011).

Por fim, pelas mesmas razões enunciadas em 8.3.4.2. (na construção da viga de coroamento), a extremidade inferior dos varões da armadura dos painéis também é colocada numa vala de areia, para que estas sejam depois amarradas aos painéis do nível inferior.



Fig.8.19 – Armadura de um painel: a) Execução; b) negativo na zona da ancoragem [71, 12]

Finalizada a execução da armadura realiza-se a cofragem dos painéis para posterior betonagem dos mesmos (Figura 8.20). A cofragem é normalmente apoiada através de escoras que fazem reação contra o terreno envolvente ou em blocos de betão colocados nas proximidades.

Estando a cofragem devidamente montada e escorada inicia-se a betonagem dos painéis introduzindo o betão no seu interior através de um *trémie*, procedendo-se de seguida à sua cuidada vibração.



Fig.8.20 – Execução do painel: a) cofragem; b) betonagem [12]

8.3.4.5. Instalação das ancoragens nos painéis primários do primeiro nível

Estando os painéis primários betonados, seguidamente procede-se à instalação das ancoragens. Para tal, é necessário colocar o equipamento de perfuração próximo do painel, conferindo à ferramenta de perfuração a inclinação desejada para a ancoragem.

Após o equipamento estar devidamente preparado inicia-se a perfuração do solo através do furo presente no painel, deixado pelo negativo. Finalizada a operação de furação limpa-se o fundo do furo com ar comprimido e introduz-se a armadura da ancoragem. Seguidamente realiza-se a selagem da ancoragem através da injeção de calda por gravidade ou a baixas pressões, que permite preencher os

vazios do terreno e o espaço entre a armadura e as paredes do furo. Por último, executa-se a re-injeção da calda para formar o bolbo de selagem (Brito, 2001^b).

8.3.4.6. Execução dos painéis secundários do primeiro nível

Tendo em conta a explicação dada para a construção dos painéis primários, presente nos pontos 8.3.4.3. a 8.3.4.5., refere-se que a construção dos painéis secundários é feita repetindo todo o processo. Destaca-se apenas que a sua construção só é iniciada após a demolição das banquetas estabilizadoras presentes nas suas zonas de execução.

Estando os painéis do primeiro nível todos construídos e as ancoragens instaladas, aplica-se o pré-esforço em todas elas.

8.3.4.7. Execução dos painéis dos restantes níveis

Relativamente aos restantes níveis da parede refere-se também que a sua execução segue de igual modo todas as fases anteriormente descritas, ou seja, constroem-se os painéis primários e instalam-se as ancoragens, seguidamente executam-se os painéis secundários e instalam-se as suas ancoragens. Estando os painéis do nível todos construídos e com as ancoragens instaladas aplica-se o pré-esforço às mesmas (Figura 8.21).

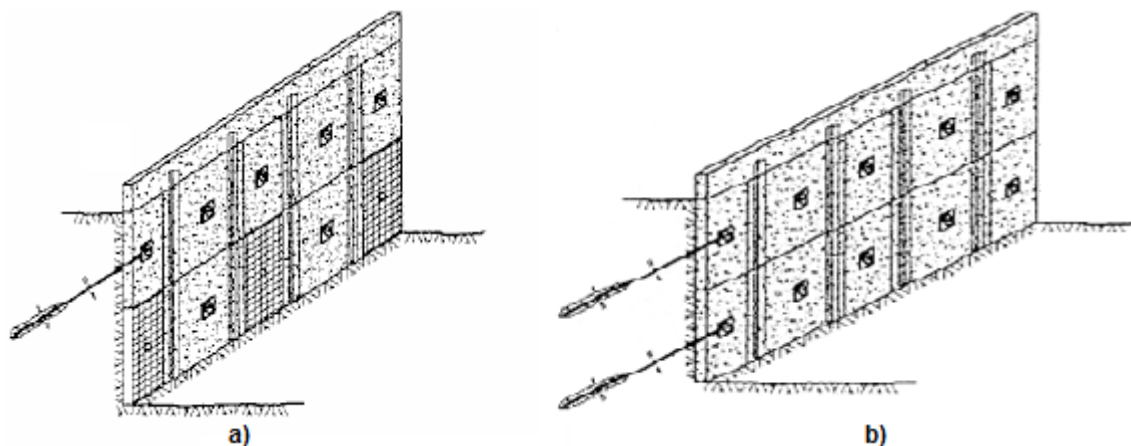


Fig.8.21 – Execução do nível seguinte: a) painéis primários construídos e armadura dos painéis secundários executada; b) fim da construção dos painéis do nível e tensionamento das ancoragens [45]

8.4. SISTEMA CONSTRUTIVO DE CAVES

8.4.1. PREÂMBULO

Como referido em 8.1 a criação de caves sob edifícios existentes é um dos trabalhos cada vez mais frequentes nos atuais ambientes urbanos altamente densificados, sendo estas construídas para fazer face à diminuição dos espaços para construção existentes à superfície.

Deste modo, soluções correntes para a criação de caves compreendem a execução de paredes que numa fase inicial funcionam como contenção dos terrenos, possibilitando assim a realização das operações de escavação em segurança, e numa fase posterior funcionam também como elemento de suporte estrutural do edifício.

Como também já mencionado, a solução adotada para a construção da parede de contenção depende fortemente das características do solo, bem como da profundidade do nível freático.

Posto isto, seguidamente realiza-se uma descrição das tarefas usualmente executadas nos trabalhos de construção de caves sob edifícios existentes.

8.4.2. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES UTILIZANDO A TECNOLOGIA DE PAREDES MOLDADAS

Para se descrever os trabalhos de construção de paredes de caves utilizando a tecnologia de paredes moldadas, recorre-se aqui a um exemplo de uma das possíveis soluções de construção de caves sob fachadas de edifícios a manter. Assim sendo, estes trabalhos compreendem geralmente as seguintes fases:

- Contenção das fachadas através de uma estrutura metálica;
- Construção dos muros guia ao longo de todo o perímetro da parede como descrito em 8.2.4.3;
- Produção das lamas bentoníticas como referido em 8.2.4.4;
- Escavação das trincheiras para a construção dos painéis constituintes da parede, como explicado em 8.2.4.5., e introdução das lamas bentoníticas estabilizantes;
- Colocação das juntas dos painéis da forma descrita em 8.2.4.6.;
- Execução da armadura dos painéis consoante o exposto em 8.2.4.7.;
- Betonagem dos painéis como referido em 8.2.4.8.;
- Após a betonagem dos painéis efetua-se a demolição dos muros guia e o saneamento do topo da parede realizada;
- Seguidamente constrói-se a viga de coroamento da parede;
- Depois escava-se no interior do recinto delimitado pela parede, procedendo-se à sua estabilização através de ancoragens, escoras metálicas ou bandas de laje;
- Posteriormente executam-se as fundações dos eventuais pilares existentes, bem como a laje de fundo;
- Seguidamente constroem-se as lajes dos pisos intermédios e desativam-se as ancoragens ou retiram-se as escoras correspondentes aos níveis das lajes realizadas;
- Por fim executa-se a laje superior.

Em vez de se começar a construir as lajes dos diferentes níveis de caves de baixo para cima, também é possível começar pela execução dos pilares e da laje superior, construindo-se posteriormente as lajes dos níveis intermédios e de fundo. Para tal, deve-se proceder da seguinte maneira (Figura 8.22 e 8.23):

- Após a construção da parede moldada em todo o perímetro da cave e antes de se proceder à escavação no seu interior, realizam-se os novos pilares. Estes podem ser materializados através de estacas de betão armado pré-fabricadas, com ferros de espera à vista nas zonas de ligação às lajes, que são fundadas em “barretas”. As “barretas” são elementos de fundação profundos executados através da técnica de paredes moldadas (Figura 8.22a);
- Após a betonagem das “barretas”, os pilares pré-fabricados são introduzidos nas trincheiras abertas para a sua execução, penetrando no betão fresco das “barretas” (Figura 8.22b);
- Passado um dia da execução da tarefa descrita anteriormente, a trincheira é preenchida de brita para que o pilar não se movimente (Figura 8.23a);
- Seguidamente, após estar finalizada a construção dos pilares, procede-se à construção da laje superior deixando-se umas aberturas para a entrada de materiais e equipamentos para

o interior do recinto a escavar, bem como para a extração das terras escavadas do interior do mesmo (Figura 8.23a);

- Seguidamente inicia-se a escavação por níveis do recinto interior da futura cave;
- Estando finalizada a escavação de um dado nível executa-se a laje do mesmo ligando-a aos pilares através dos varões de espera (Figura 8.23b);
- Por fim, realiza-se a laje de fundo.

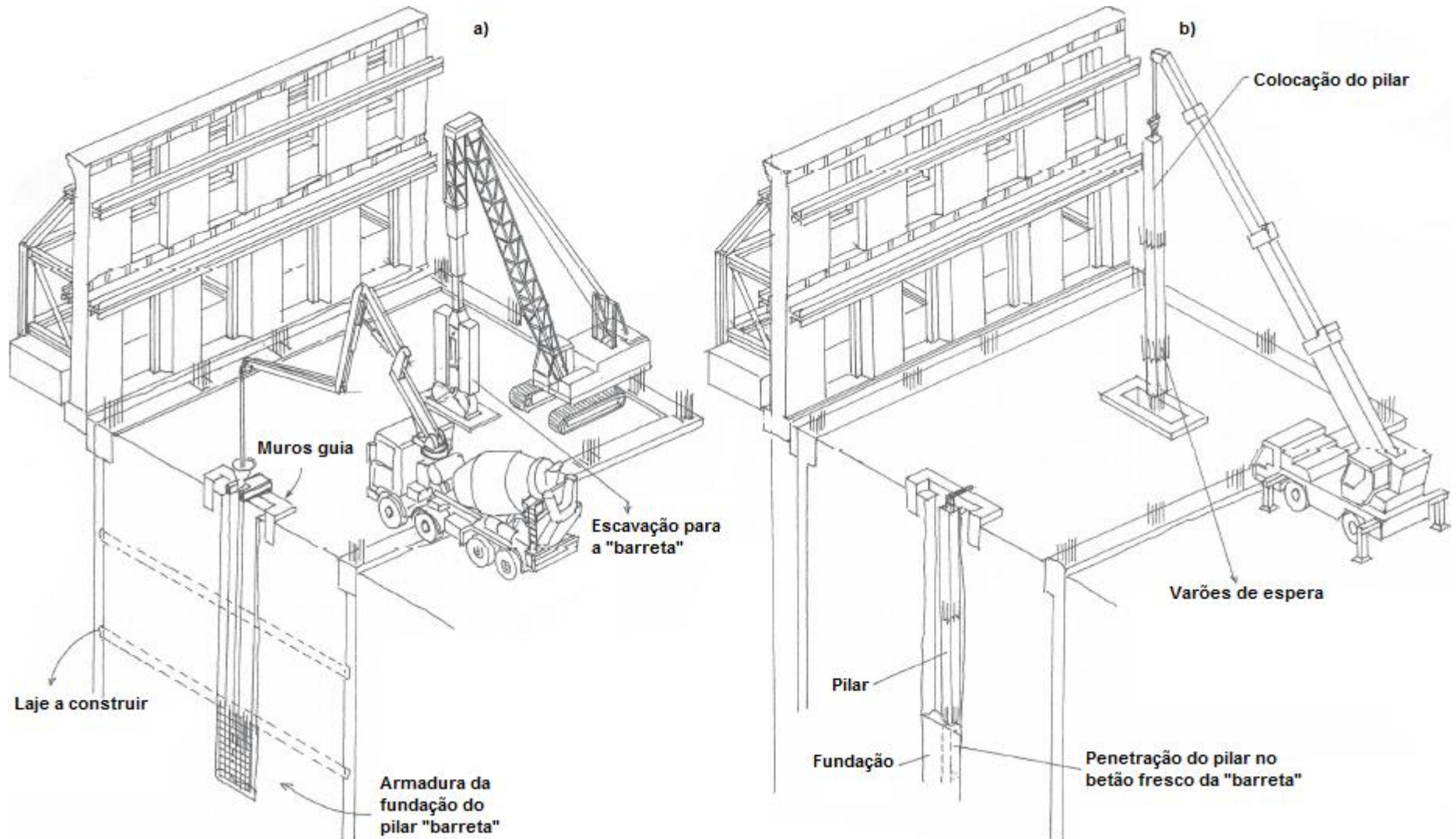


Fig.8.22 – Construção de cave: a) escavação para a colocação dos pilares e execução das barretas; b) colocação dos pilares [55]

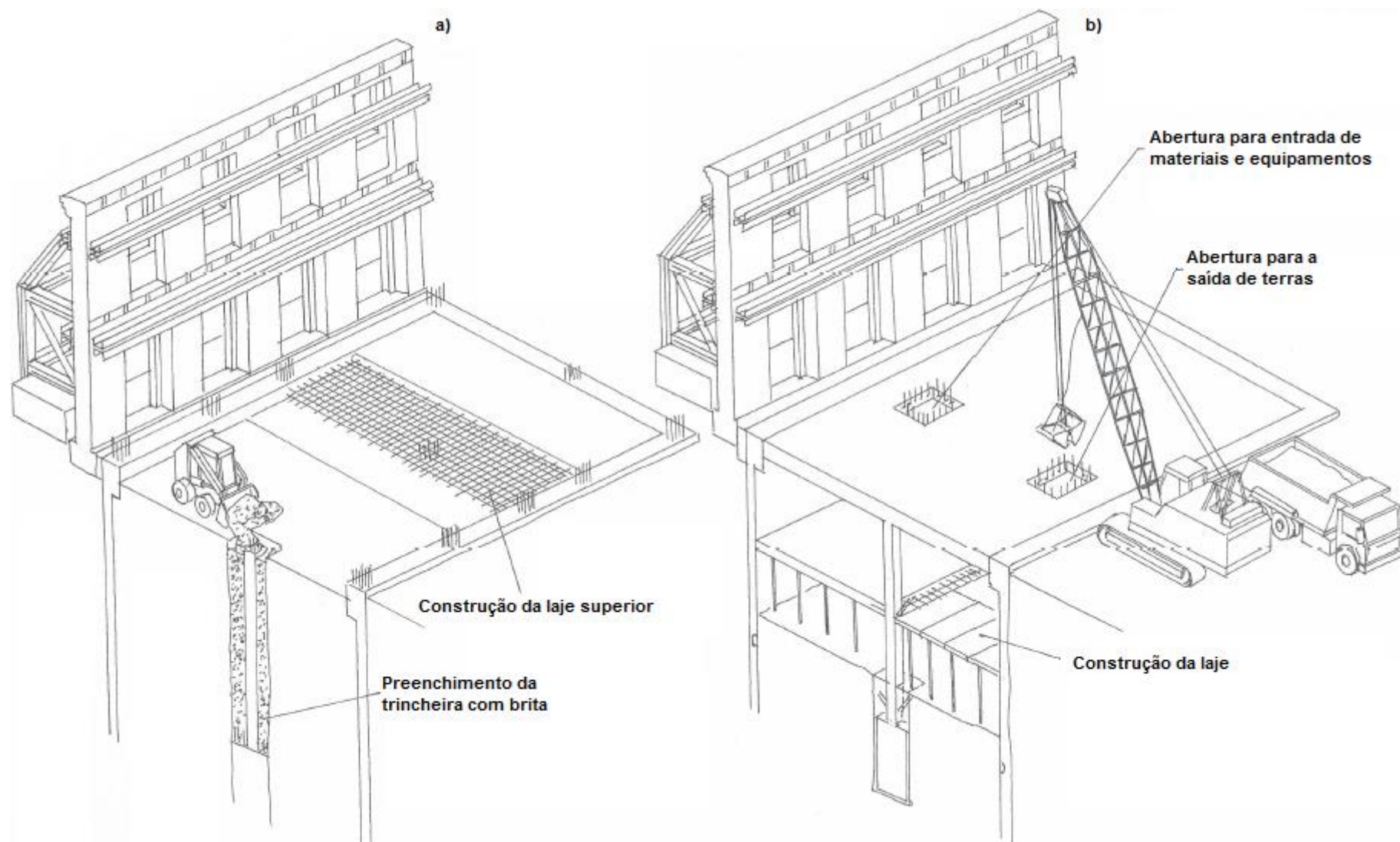


Fig.8.23 – Construção de cave: a) construção da laje superior; b) escavação por níveis e construção da laje de cada um dos níveis [55]

8.4.3. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES UTILIZANDO A TECNOLOGIA DE PAREDES TIPO BERLIM

Para se descrever os trabalhos de construção de paredes de caves utilizando a tecnologia de paredes tipo Berlim, recorre-se aqui a um exemplo de uma das possíveis soluções para a construção de um piso de cave sob um edifício existente apoiado em fundações superficiais. A cave é executada através de dois níveis de painéis de parede tipo Berlim definitiva. Assim sendo, estes trabalhos compreendem usualmente as seguintes fases:

- Escavação no interior do edifício de forma a se expor as fundações contínuas das paredes periféricas, bem como as sapatas isoladas dos pilares interiores;
- Recalce das fundações contínuas e isoladas através de microestacas (Figura 8.24a);
- Execução do alargamento das sapatas através de uma cinta de betão armado, solidarizando as microestacas pelo seu topo. A ligação entre as sapatas existentes e a nova cinta de alargamento é realizada por barras pré-esforçadas de aperto, por exemplo as barras tipo *GEWI*;
- Realização do alargamento e recalçamento das fundações contínuas periféricas, por troços, através de vigas de recalçamento que encabeçam também as microestacas anteriormente instaladas. Estas vigas servem também de viga de coroamento para a parede tipo Berlim a ser executada, pelo que se devem deixar varões de espera embebidos numa vala de areia para serem posteriormente ligados aos painéis da mesma (Figura 8.24a);
- Escavação do terreno correspondente aos painéis primários do primeiro nível escavação, como explicado em 8.3.4.3;
- Montagem da armadura dos painéis primários do primeiro nível, execução da cofragem e posterior betonagem dos mesmos, como mencionado em 8.3.4.4 (Figura 8.24b);
- Instalação das ancoragens nos painéis primários do primeiro nível (ou de outro tipo de apoio, como por exemplo escoras metálicas) de acordo com o referido em 8.3.4.5. Neste exemplo, como é apenas um piso de cave a instalação das ancoragens pode ser dispensada, caso os impulsos de terras não sejam elevados;
- Após a finalização da execução dos painéis primários do primeiro nível, procede-se à execução dos painéis secundários repetindo o processo mencionado para os primários;
- Estando os painéis do primeiro nível de escavação construídos, instala-se o pré-esforço nas ancoragens (caso tenham sido utilizadas), concluindo-se assim a execução do nível;
- Seguidamente constroem-se maciços de betão armado a englobar as microestacas que recalçam os pilares, que servem como elementos de travamento das mesmas (Figura 8.24b);
- Posteriormente inicia-se a escavação do segundo nível da escavação, construindo-se os painéis deste nível da mesma forma descrita anteriormente para os painéis do primeiro nível (Figura 8.25a);
- Estando a parede finalizada executa-se a sua sapata de fundação;
- Posteriormente inicia-se a construção da laje do primeiro piso (Figura 8.25b). Para tal montam-se a cofragem e a armadura e betona-se, deixando-se um negativo por baixo das sapatas dos pilares para depois se dar a transferência de cargas por meio de macacos planos;
- Após a construção da laje superior executa-se a laje inferior. Depois de construída, demolem-se os maciços de travamento e cortam-se as microestacas presentes no interior da cave. Caso se tenham instalado ancoragens, estas são também desativadas (Figura 8.26b).

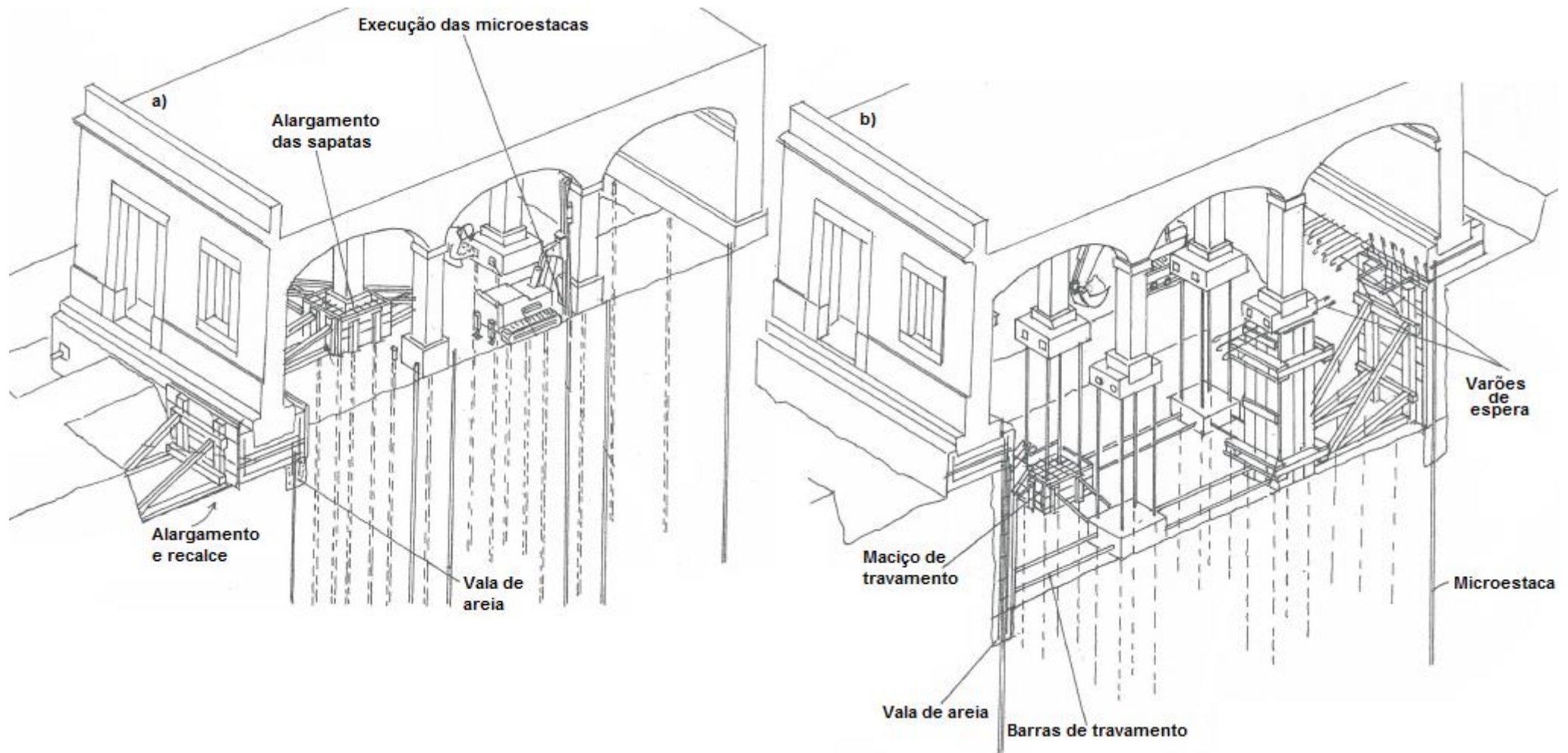


Fig.8.24 – Construção da cave: a) reforço das fundações; b) escavação e execução dos painéis do primeiro nível [55]

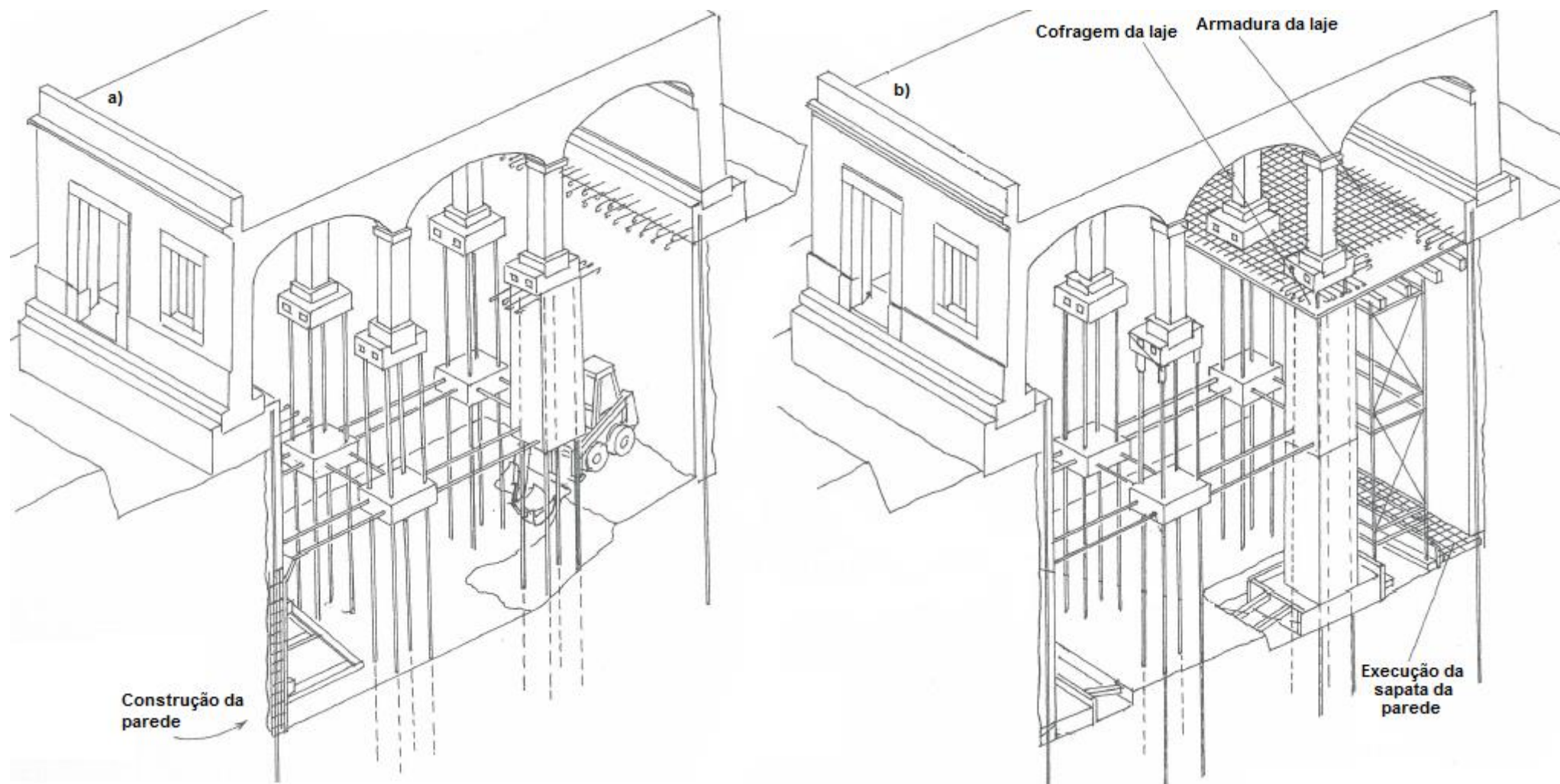


Fig.8.25 – Construção da cave: a) escavação e construção dos painéis do segundo nível de escavação; b) construção da laje superior [55]

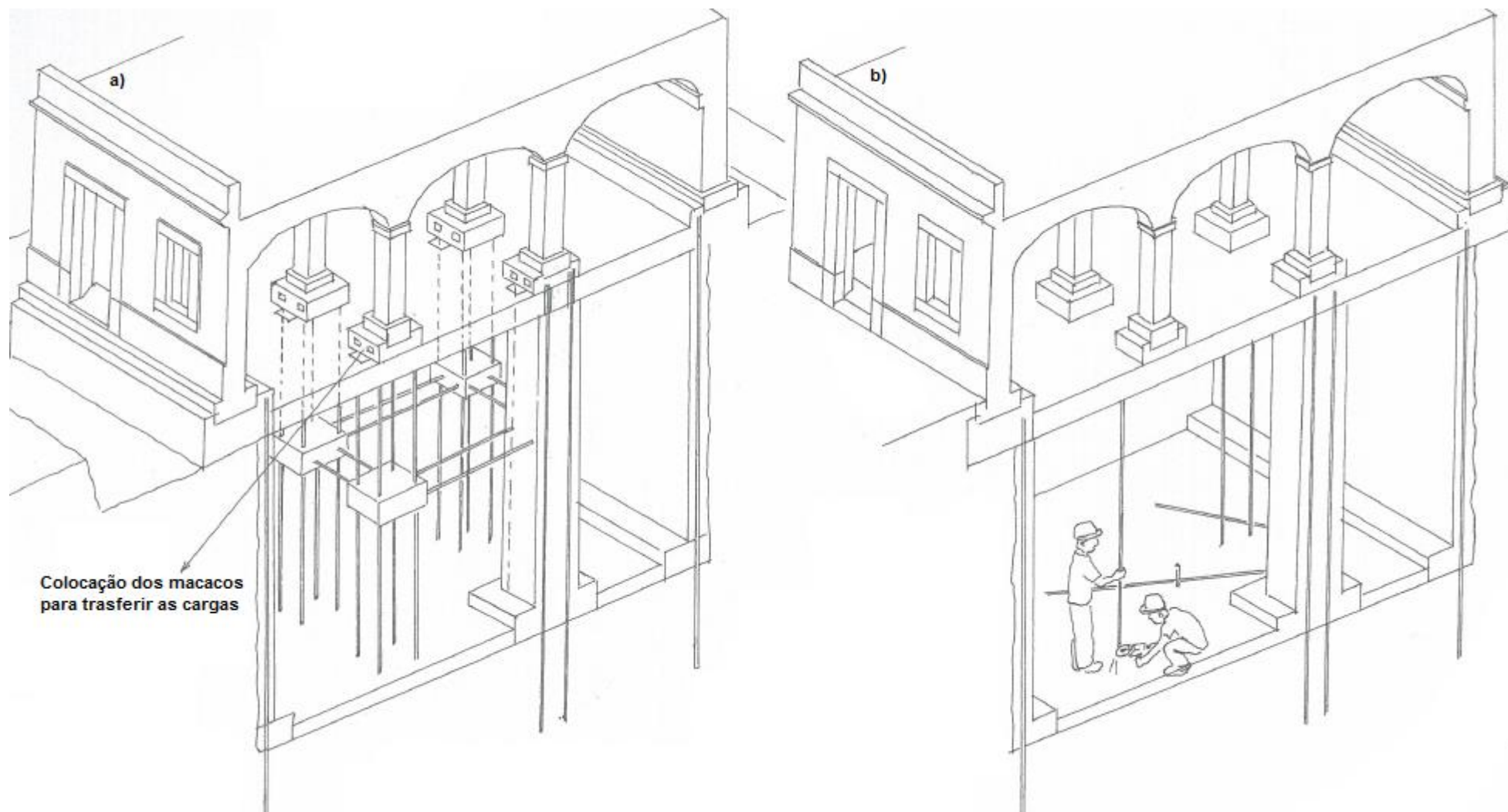


Fig.8.26 – Construção da cave: a) colocação em carga das sapatas isoladas; b) corte das microestacas [55]

8.4.4. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES UTILIZANDO A TECNOLOGIA DE JET GROUTING

Os trabalhos de construção de paredes de caves, sob fachadas de edifícios a manter, utilizando a tecnologia de *jet grouting* compreendem usualmente as seguintes fases:

- Execução da cortina de *jet grout* através de colunas usualmente armadas com perfis metálicos, construídas alternadamente;
- Contenção das fachadas através de uma estrutura metálica;
- Recalce das fachadas, por exemplo através de microestacas ligadas a uma viga de recalçamento;
- Escavação do terreno contido no interior do recinto da futura cave, por níveis;
- Execução, tipicamente, em cada nível, de viga metálica horizontal, escorada ou ancorada, para apoio da parede;
- Execução de uma camada de betão armado, ao longo de todo o perímetro da cortina, que acaba por funcionar como uma parede com acabamentos adequados para as faces viradas para o interior da cave;
- Por último, executam-se as lajes dos diversos pisos, ao mesmo tempo que se desativam os apoios provisórios (as ancoragens ou as escoras).

8.4.5. FASES DE EXECUÇÃO DE PAREDES DE CAVES ESTABILIZADAS ATRAVÉS DE BANDAS DE LAJE

As bandas de laje são um sistema de apoio de paredes que pode ser aplicado na construção de caves com vários níveis. Sendo construídas ao longo do perímetro das paredes, estas formam um quadro rígido de suporte, possibilitando a realização das operações de escavação através do espaço central livre existente. As bandas de laje são completadas no final da escavação e da realização das paredes, integrando-se nas lajes dos diferentes níveis.

De seguida, utiliza-se o exemplo da construção de paredes de caves sob fachadas de um edifício a manter utilizando bandas de lajes para a sua estabilização. A construção de caves aplicando este sistema construtivo é efetuada da seguinte forma:

- Contenção das fachadas através de uma estrutura metálica;
- Instalação no terreno de perfis metálicos por cravação ou em furos previamente realizados, com o objetivo de garantir o suporte vertical das bandas de laje (Figura 8.27a);
- Escavação do terreno até à cota de implantação das primeiras bandas de laje e limpeza do local;
- Montagem da cofragem, realização da armadura e betonagem da banda de laje. Aqui as armaduras são prolongadas para fora da banda de modo a posteriormente ser possível amarrar os varões de aço, completando-se assim a laje. Nas bandas betonadas são também deixadas umas aberturas para auxiliar a colocação do betão nos painéis das paredes, aquando da sua betonagem (Figura 8.27b);
- Procede-se à escavação do primeiro nível da cave por troços alternados (Figura 8.28a);
- Executa-se a armadura e a betonagem das paredes da cave correspondentes ao primeiro piso (Figura 8.28b);
- Realizam-se as bandas de laje correspondentes a este piso;
- Inicia-se a escavação do segundo nível da cave, realizada também por troços alternados (Figura 8.29a);
- Constroem-se as paredes do segundo piso da cave, bem como as bandas de lajes correspondentes a este piso;

- Repete-se o processo para os restantes níveis;
- Após a finalização das paredes de todos os níveis, procede-se à execução das fundações dos novos pilares, da laje de fundo, bem como à construção dos pilares até se atingir o nível da laje do piso imediatamente superior (Figura 8.29b);
- Por fim, completa-se a construção das restantes lajes e dos restantes troços dos pilares (Figura 8.29b).

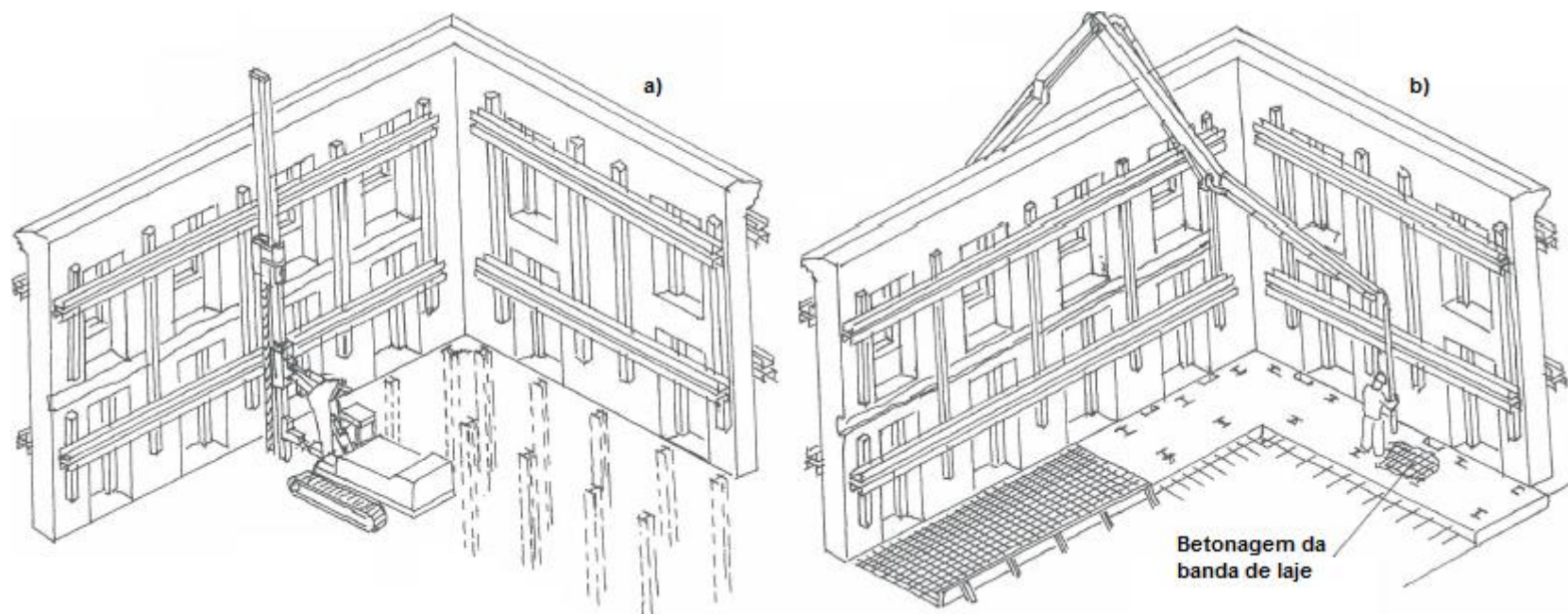


Fig.8.27 – Construção da cave: a) instalação dos perfis; b) construção das bandas de laje [55]

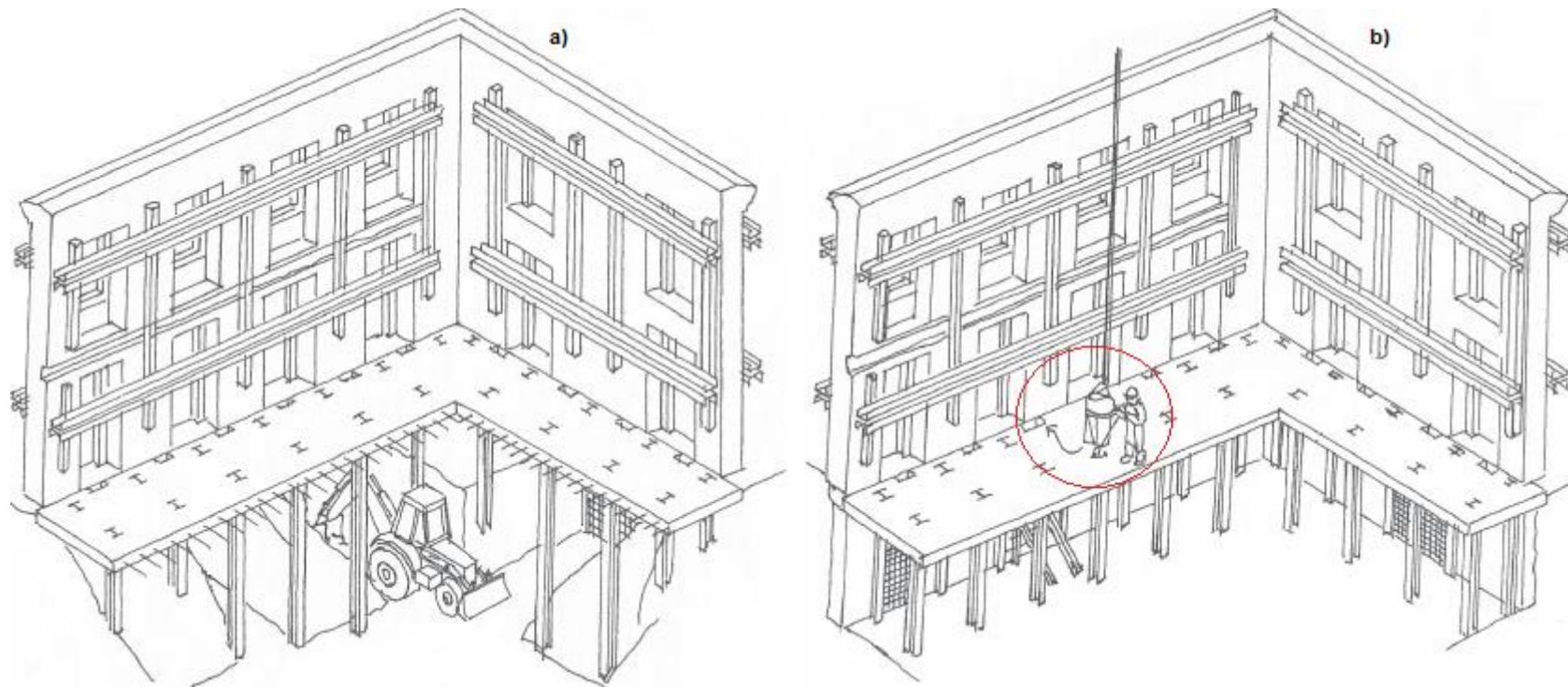


Fig.8.28 – Construção da cave: a) escavação do primeiro nível; b) construção dos painéis das paredes [55]

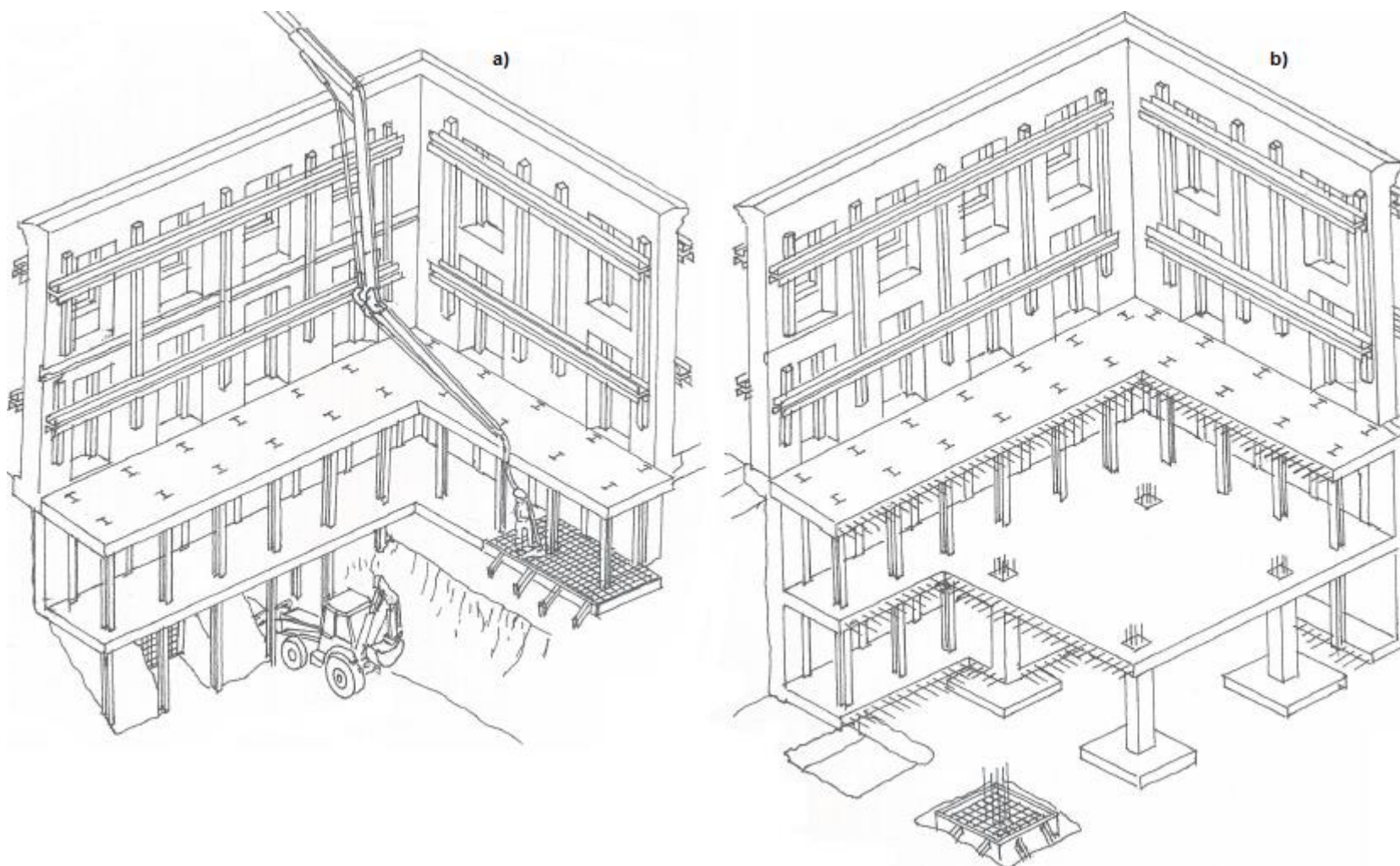


Fig.8.29 – Construção da cave: a) construção do segundo nível; b) construção das fundações dos pilares, da laje de fundo, dos pilares e das restantes lajes [55]

8.5. CASOS DE OBRA

8.5.1. EXECUÇÃO DE QUATRO PISOS ENTERRADOS NUM EDIFÍCIO CENTENÁRIO EM LISBOA

O edifício em questão situa-se na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato e foi alvo de uma intervenção que determinou a demolição de todo o seu interior preservando-se apenas as suas fachadas (Figura 8.30). A obra consistiu na construção de uma nova estrutura interior em betão armado e na realização de quatro pisos enterrados, construindo-se as paredes periféricas sob as fachadas a preservar.



Fig.8.30 – Vista das fachadas a preservar: a) perspectiva exterior; b) perspectiva interior [69]

Tendo em conta os condicionalismos existentes, nomeadamente a impossibilidade de instalar ancoragens para a estabilização da parede, foi necessário recorrer a uma solução de contenção que possibilitasse o recalçamento das fachadas a preservar e a contenção dos terrenos.

O edifício onde se realizou a intervenção apresentava as seguintes confrontações:

- Alçado norte – um edifício centenário com cinco pisos elevados e uma semi-cave;
- Alçado nascente – um edifício centenário com cinco pisos elevados sem cave;
- Alçado sul – Rua Martens Ferrão (fachada a preservar);
- Alçado poente – Rua do Viriato (fachada a preservar).

De seguida apresentam-se as soluções adotadas para cada um dos alçados.

Para os alçados norte e nascente (que confrontam para os edifícios vizinhos) realizou-se uma parede tipo Berlim definitiva, travada por vigas metálicas treliçadas, ao nível dos pisos, completada com o tratamento do terreno a tardo através de colunas de *jet grout* não armadas. A aplicação de vigas treliçadas foi devida ao facto da parede periférica na fase definitiva ser travada pelas rampas de acesso aos diferentes níveis enterrados, inviabilizando assim a execução de um quadro fechado horizontal com bandas de lajes em betão armado (Pinto et al., 2008).

A construção da parede tipo Berlim (Figura 8.31) consistiu essencialmente na construção faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado que se apoiavam provisoriamente em microestacas de secção tubular. Os painéis foram betonados contra o terreno tratado que permitiu a realização da escavação de uma forma bastante menos faseada.



Fig.8.31 – Construção da parede tipo Berlim: a) escavação; b) construção da armadura [69]

Para os alçados sul e poente, onde as paredes de contenção se localizam sob as fachadas a preservar, a solução de contenção adotada baseou-se na construção de uma cortina de colunas de *jet grout*, armadas com tubos metálicos, complementada por painéis de betão armado, estabilizada por bandas das futuras lajes definitivas. Esta solução foi integrada com a solução de recalçamento das fachadas que consistiu na execução de uma fiada de microestacas no interior da escavação, solidarizada à cortina e às fachadas através de vigas de recalçamento, executadas em ambos os lados das paredes a preservar, e ligadas entre si por barras pré-esforçadas do tipo *GEWI* (Figura 8.32).



Fig.8.32 – Estrutura de recalçamento: a) fiada de microestacas; b) vigas de recalçamento [69]

O quadro formado pelas vigas treliçadas e pelas bandas de laje (Figura 8.33) formaram um conjunto rígido de travamento ao nível das lajes dos pisos 0, -1, -2 e -3, que se revelou uma boa solução, já que permitiu limitar as deformações a valores aceitáveis, tanto da própria parede como das estruturas e infraestruturas vizinhas.



Fig.8.33 – Estrutura de travamento: a) perspectiva em obra; b) esquema [69]

Após estes trabalhos construíram-se as lajes dos diferentes pisos da cave.

8.5.2. CONTENÇÃO PERIFÉRICA E RECALÇAMENTO DO EDIFÍCIO Nº25 AV. DA REPÚBLICA, LISBOA

O edifício em questão localiza-se no cruzamento da Av. da República com a Av. João Crisóstomo, em Lisboa. Os trabalhos envolveram a recuperação de um edifício centenário existente no local, cujo interior foi demolido preservando-se unicamente duas das suas fachadas exteriores e duas paredes interiores (Figura 8.34). Os trabalhos envolveram também a construção de uma cortina periférica e o recalçamento das fachadas preservadas, de modo a se construir quatro pisos enterrados.



Fig.8.34 – Paredes a preservar: a) fachadas exteriores; b) paredes interiores [70]

Tendo em consideração os condicionalismos existentes, nomeadamente a proximidade do túnel do Metropolitano de Lisboa, não se utilizaram ancoragens na solução adotada para a estabilização da parede de contenção. O sistema de travamento adotado baseou-se num conjunto de vigas que formaram um quadro fechado que acomodou os impulsos atuantes. Tendo em vista uma maior economia e uma maior facilidade construtiva, sempre que possível, foram utilizados elementos estruturais integrantes da estrutura final dos níveis da cave para a realização deste quadro.

Assim sendo, de seguida apresentam-se as soluções adotadas no âmbito da construção dos quatro pisos da cave sob as fachadas preservadas.

Quanto à parede de contenção, esta foi executada de acordo com a tecnologia de parede tipo Berlim definitiva, realizada através de painéis de betão armado construídos por níveis, de cima para baixo,

estando os mesmos apoiados em perfis metálicos verticais previamente instalados no terreno, cuja função passa pelo suporte das cargas verticais a que a parede está sujeita. Refere-se que esta parede foi executada com uma espessura mínima de 0,30 m (Pinto et al., 2008).

Como anteriormente referido, a estabilização da parede foi executada através de um quadro fechado de vigas (Figura 8.35), tendo-se considerado suficiente a realização do travamento ao nível dos pisos 0 e -2. Onde foi possível, o travamento foi materializado por bandas de laje executadas simultaneamente com os painéis da parede de contenção sobrejacentes, e por treliças metálicas onde, por razões arquitetónicas, era necessário deixar aberturas. Tanto os troços de laje como as treliças metálicas foram apoiadas, durante a fase de escavação, na parede de contenção e em perfis metálicos executados previamente aos trabalhos de escavação.



Fig.8.35 – Estabilização das paredes através das bandas de lajes e das treliças metálicas [70]

Suplementarmente, o terreno presente, em algumas zonas, atrás da cortina foi ainda reforçado por um conjunto de colunas de *jet grout* de 600 mm de diâmetro e afastadas de 0,5 m, que permitiram minimizar a descompressão sofrida pelo mesmo.

Relativamente ao recalçamento das fachadas, este foi executado através de duas fiadas de microestacas de secção tubular (uma de cada lado das paredes), ligadas entre si e à fundação das paredes preservadas através de vigas de recalçamento construídas em cada um dos seus lados. De modo a solução funcionar em conjunto as vigas foram solidarizadas às fundações das paredes através de barras pré-esforçadas de aperto do tipo *GEWI* (Figura 8.36) (Pinto et al., 2008).



Fig.8.36 – Perspetiva do recalçamento das fachadas [70]

Após estes trabalhos construíram-se as lajes dos diferentes pisos da cave.

8.5.3. CONSTRUÇÃO DE UM PISO DE CAVE NUM EDIFÍCIO EM AVEIRO

O edifício em questão situado na Av. Dr. Lourenço Peixinho foi alvo de uma intervenção de modo a se construir um novo edifício comercial com uma cave, rés-do-chão e quatro pisos elevados. Para tal, o interior do edifício existente foi totalmente demolido, tendo-se conservado apenas a sua fachada principal construída em alvenaria de pedra. O edifício apresentava-se confinado lateralmente por dois outros edifícios, sendo um deles possuidor de uma cave de área recuada relativamente aos pisos superiores (Figura 8.37).



Fig.8.37 – Planta do edifício onde se pode observar a cortina de contenção periférica e os escoramentos [25]

A solução adotada para esta obra foi fundamentalmente condicionada pelo facto do nível freático se situar a uma cota superior à cota da base da escavação e pela presença dos edifícios vizinhos.

Seguidamente apresentam-se as soluções adotadas no âmbito da construção do piso de cave sob a fachada a preservar.

Relativamente à parede de contenção realizada, a solução adotada baseou-se na construção de colunas de *jet grout* com 800 mm de diâmetro afastadas entre si de 0,65 m. Considerando os elevados esforços de flexão estimados para as colunas da cortina, na fase provisória, instalaram-se tubos metálicos N80φ177,8x11,5 mm no interior das mesmas, aumentando assim a sua resistência. Posteriormente à construção das colunas da cortina realizou-se uma primeira escavação faseada, de forma a se proceder à execução da viga de coroamento, em betão armado, ao longo do perímetro da mesma.

O travamento da cortina foi realizado por meio de escoras metálicas (Figura 8.38), colocadas ao nível da viga de coroamento da cortina, pela impossibilidade de se realizarem ancoragens devido a não se conhecer a localização exata das estacas do edifício adjacente. Refere-se também que a ligação das escoras à viga foi feita através de buchas químicas.



Fig.8.38 – Travamento da cortina através de escoras metálicas [25]

À frente da parede de contenção foi construída uma parede de betão armado, após a execução da laje de fundo. Para tal, foi necessário demolir, numa espessura máxima de 0,25 m, a parte interior das colunas.

O recalçamento da fachada foi materializado através de uma fiada de microestacas realizada do lado exterior da parede e pelas colunas de *jet grout* constituintes da parede de contenção realizada na periferia da escavação. A solidarização dos dois elementos foi realizada por meio de uma viga de recalçamento, construída do lado exterior, e por meio da viga de coroamento da cortina, executada no lado interior. Por sua vez, estas vigas foram ligadas à fundação da fachada através de varões pré-esforçados do tipo *GEWI*.

9

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como conclusão deste documento, cuja elaboração teve como objetivo principal contribuir para a melhoria do conhecimento dos sistemas construtivos de estruturas de reabilitação e reforço de fundações, torna-se importante apresentar, de uma forma sucinta, algumas considerações finais.

O tema foi desenvolvido da forma mais alargada e pormenorizada possível, descrevendo-se algumas das soluções mais frequentemente aplicadas, bem como as vantagens, limitações e campos de aplicação de cada uma das técnicas abordadas.

Pela investigação e estudo realizados, pode-se concluir o seguinte:

- As técnicas de consolidação do material de fundações são geralmente aplicadas a fundações de alvenaria cujo material se encontra degradado, por exemplo devido à percolação das águas subterrâneas e à sua agressividade ou à deficiente utilização das técnicas construtivas durante a execução das mesmas. Estas apresentam-se como soluções cuja execução se afigura relativamente fácil, não sendo necessário o recurso a mão-de-obra nem a equipamentos especializados;
- As técnicas de alargamento e recalce de fundações através de elementos de betão armado (podendo ser realizados com várias geometrias), também não necessitam de mão-de-obra nem equipamentos especializados. As técnicas de alargamento são aplicadas quando a capacidade de carga do terreno de fundação é suficiente, pretendendo-se corrigir uma deficiente execução das mesmas ou para fazer face a aumentos de carga transmitida ao solo. As técnicas de recalçamento são empregues quando a camada superficial do solo de fundação não possui as características adequadas para receber as cargas transmitidas pelas fundações, sendo por isso necessário conduzi-las para camadas mais competentes localizadas em profundidade;
- A tecnologia de microestacas é aplicada fundamentalmente na construção de elementos estruturais de transferência de cargas para camadas de solo mais profundas, permitindo também limitar as deformações. Destaca-se o seu reduzido diâmetro que possibilita a construção destas estacas com equipamentos de pequenas dimensões, compatíveis com os trabalhos a realizar em ambientes confinados e capazes de perfurar o solo, bem como através das estruturas existentes, causando perturbações mínimas. Para além disto, a injeção da calda de cimento promove uma elevada ligação atrítica entre a estaca e o solo circundante. Outro aspeto interessante é o facto das microestacas se poderem realizar com diversas inclinações. Um dos pontos menos fortes desta técnica é o facto de necessitar de mão-de-obra e equipamentos especializados;

- A tecnologia de *jet grouting* é um método de reforço de fundações cada vez mais utilizado devido ao facto das suas soluções revelarem bons resultados, bem como pela sua competitividade relativamente a outros métodos. Esta deve-se basicamente à versatilidade em termos de geometria e aplicação que a tecnologia consegue oferecer, bem como à sua capacidade de permitir realizar os trabalhos com boa qualidade, apresentando as vantagens de os poder executar em condições de grandes limitações em termos de acessos e espaços de trabalho. Para além disto, o equipamento necessário para as operações causa vibrações mínimas, garantindo assim uma menor probabilidade de causar danos nas estruturas em intervenção e nas estruturas contíguas. Esta solução tem muitas vezes uma dupla função, visto que para além de permitir o reforço de fundações, também pode servir de cortina de contenção ou de estanqueidade, caso se trate do recalce de uma fundação contínua;
- A tecnologia de paredes moldadas e de paredes tipo Berlim definitivas revelam-se como ferramentas fundamentais na construção de paredes de caves sob edifícios existentes. Numa primeira fase funcionam como elementos de contenção e/ou estanqueidade, permitindo a escavação na zona da futura cave em segurança, e numa fase posterior funcionam também como elementos estruturais de suporte do próprio edifício.

Pelas soluções apresentadas ao longo da dissertação fica comprovada a ampla panóplia de técnicas de reforço de fundações existentes, realçando-se a capacidade das mesmas em se poderem ajustar às múltiplas particularidades que podem surgir no âmbito da reabilitação e reforço de fundações.

Sublinha-se também a importância do programa de prospeção geotécnica, bem como dos trabalhos de investigação das fundações, realizados previamente à execução das soluções de reabilitação e reforço das mesmas, que se assumem como ferramentas essenciais no controlo e gestão do risco dos trabalhos efetuados.

Chama-se também a atenção para o facto dos projetos desta natureza, que possuem uma forte componente geotécnica, necessitarem de ser concebidos de uma forma conservativa, de modo a serem suficientemente flexíveis para fazer face a eventuais fenómenos imprevistos. Refere-se ainda o aspeto de a execução de obras deste género ser condicionada pela sensibilidade da própria estrutura em intervenção e das estruturas adjacentes.

Por fim, salienta-se o perigo decorrente da falta de especialização e de rigor aquando da execução das técnicas aplicadas, que no âmbito destes projetos pode dar origem a danos nas estruturas em intervenção, ou no limite ao seu colapso, provocando acidentes que podem ter consequências muito nefastas.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Antunes, T.. *Reabilitação de Fundações de Edifícios Antigos com Microestacas*. Dissertação de Mestrado, IST, 2012.
- [2] Appleton, J.. *Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion., Amadora, 2011.
- [3] Araújo, A.. *Patologias das Fundações: Fundações Superficiais e Fundações Profundas*. 2000. Disponível em <http://5cidade.files.wordpress.com/2008/05/patologias-das-fundacoes.pdf>. Consultado em [11/03/2014].
- [4] Armour, T., Groneck, P., Keeley, J., Sharma, S.. *FHWA Report – Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual*. 2000. Disponível em <http://www.c3is.ca/sites/default/files/technical-resources/FHWA%20Micropile%20Design%20%28SA-97-070%29.pdf>. Consultado em [04/03/2014].
- [5] Avellan, K., Maanas, M., Jaaniso, V.. *Strengthening The Foundations of The Main Building of Tartu University, Estonia*. Proceedings of The 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnology in Harmony with The Global Environment, 2005, Grand Cube Osaka, Millpress, Osaka.
- [6] Barreiros Martins, J.. *Fundações*. 2002. Disponível em <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/7743/1/Fundacoes.pdf>. Consultado em [10/03/2014].
- [7] Bogaards, P., Schat, B., Maertens, J., Bosma, C., Dekker, H.. *Design and Construction of a Metro Station in Amsterdam. Challenging the Limits of Jet Grouting*. Proceedings of The 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering in Urban Environments, 2007, 1061-1066, Millpress, Madrid.
- [8] Borges, L., Moreira, C.. *Principais Tecnologias Construtivas de Natureza Geotécnica Usadas na Reabilitação de Edifícios*. 14º Congresso Nacional de Geotecnia – Geotecnia nas Infraestruturas: Água, Energia, Transportes e Ambiente 2014, Universidade da Beira Interior, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Covilhã.
- [9] Bouças, J., Ribeiro, J.. *Reparação e Reforço de Fundações*. Trabalho de fim de curso da cadeira de Seminário de Estruturas 1, FEUP, 1999.
- [10] Briaud, J., Smith, B., Rhee, K., Lacy, H., Nicks, J.. *The Washington Monument Case History*. 2009. Disponível em http://casehistories.geoengineer.org/volume/volume1/issue3/IJGCH_1_3_3.pdf. Consultado em [25/02/2014].
- [11] Brito, J.. *Paredes Moldadas*. 2001^a. Disponível em <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-cor/12%20Paredes%20moldadas%20-%2016%C2%AA%20aula%20te%C3%B3rica%20-%20COR.pdf>. Consultado em [20/03/2014].
- [12] Brito, J.. *Muros de Berlim e Muros de Munique*. 2001^b. Disponível em <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-pb/10%20Muros%20de%20Berlim%20e%20muros%20de%20Munique%20-%2013%C2%AA%20aula%20te%C3%B3rica.pdf>. Consultado em [18/03/2014].

- [13] Bruce, D.. *American Developments in the Use of Small Diameter Inserts as Piles and Insitu Reinforcement*. 1989. Disponível em <http://www.geosystemsbruce.com/v20/biblio/036%20American%20Developments%20in%20the%20Use%20of%20Small%20Diameter%20Inser.pdf>. Consultado em [10/03/2014].
- [14] Bruce, D., DiMillio, A., Juran, I.. *Introduction to Micropiles: An International Perspective. Foundation Upgrading and Repair for Infrastructure Improvement – Geotechnical Special Publication* (Kane, W., Tehaney, M., ed.), 1995, São Diego, 1-26, ASCE, Nova Iorque.
- [15] Bruce, D., Nierlich, H.. *Ground Anchors and Micropiles: A Decade of Progress in United States*. 2000. Disponível em http://www.geosystemsbruce.com/v20/biblio/z151_groundAnchors_decade.pdf. Consultado em [10/03/2014].
- [16] Bruce, D., Nicholson, P.. *The Practice and Application of Pin Piling*. 1989. Disponível em <http://www.geosystemsbruce.com/v20/biblio/033%20The%20Practice%20and%20Application%20of%20Pin%20Piling.pdf>. Consultado em [10/03/2014].
- [17] Butcher, A., Powel, J., Skinner, H.. *Reuse of Foundations For Urban Sites*. HIS BRE Press, Bracknell, 2006.
- [18] Carreto, J.. *Jet Grouting. Uma Técnica em Desenvolvimento*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século, 2000, FEUP, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- [19] Carreto, P.. *Reforço de Fundações*. 1º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia em Obras nas Áreas Urbanas, 1985, LNEC, II-1 à II-24, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- [20] Carvalho, D.. *Patologias das Fundações: Fundações em Depósito de Vertente na Cidade de Machico*. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira, 2010.
- [21] Coduto, D.. *Foundation Desing – Principles and Practices*. Prentice-Hall, Nova Jérсия, 2001.
- [22] Coelho, S.. *Tecnologia de Fundações*. Edições E.P.G.E., Amadora, 1996.
- [23] Córias, V.. *Reabilitar: Fundações de Construções Históricas – Avaliar Sem Interferir*. Engenharia e Vida, Novembro 2007, 54-57.
- [24] Cortez, R.. *Pegões..* Disponível em <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tccor/09%20Peg%C3%B5es%20e%20barretas%20-%2012%20AA%20aula%20te%C3%B3rica%20-%20COR.pdf>. Consultado em [09/03/2014].
- [25] Costa, A., Durão, J.. *Um Caso de Solução Integrada de Contenção, Tampão de Fundo e Fundações em Jet Grouting*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia – Geotecnia Multidisciplinar, 2006, Universidade Nova de Lisboa, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- [26] Coutinho, J.. *Metais e Ligas Metálicas*. Sebenta da cadeira de Materiais de Construção 1 do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, 2011.
- [27] Deep Foundation Institute. *Industry Practice Standards and DFI Practice Guidelines for Structural Slurry Walls*. 2005. Disponível em <ftp://dfi.org/Walter%27sFolder/Structural%20Slurry%20Wall%20Manual.pdf>. Consultado em [21/03/2014].
- [28] Doran, D., Douglas, J., Pratley, R.. *Refurbishment and Repair in Construction*. Taylor&Francis Group, Dunbeath, 2009.

- [29] European Committee for Standardization (CEN). *Execution of Special Geotechnical Works – Jet Grouting (EN 12716:2001)*. Bruxelas, 2001.
- [30] European Committee for Standardization (CEN). *Execution of Special Geotechnical Works – Micropiles (EN 14199:2005)*. Bruxelas, 2005.
- [31] Falcão, J., Pinto, A., Pinto, F.. *Casos Práticos de Soluções de Jet Grouting Vertical*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século, 2000, FEUP, 1055-1063, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- [32] Goldberg, D., Jaworski, W., Gordon, M.. *FHWA Report – Lateral Support Systems and Underpinning – Volume N°1 Design and Construction*. 1976. Disponível em <http://isddc.dot.gov/OLPFiles/FHWA/009755.pdf>. Consultado em [06/03/2014].
- [33] Gonçalves, A.. *Paredes Moldadas no Edifício Carlton Life Lusíada, São Domingos de Benfica, Lisboa*. Dissertação de Mestrado, ISEL, 2011.
- [34] Gonçalves, J.. *Influência da Esbelteza no Comportamento das Microestacas*. Dissertação de Mestrado, IST, 2010.
- [35] Gonzáles, D., Velasco, J.. *Excavation Below an Underpinned Palace in Avilés (Spain)*. Proceedings of The 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering in Urban Environments, 2007, 2077-2082, Millpress, Madrid.
- [36] Gorse, C., Highfield, D.. *Refurbishment and Upgrading of Buildings*. Spon Press, Nova Iorque, 2009.
- [37] Guerra, N., Matos Fernandes, M., Silva Cardoso, A., Gomes Correia, A.. *Dimensionamento Expedito dos Perfis Verticais de Estruturas de Contenção Tipo Berlim Definitivas*. 2000. Disponível em <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/11082/1/Dimensionamento%20expedito%20dos%20perfis%20verticais.pdf>. Consultado em [17/03/2014].
- [38] Iannaccone, P.. *Implications of Construction Techniques on The Performance of Slurry Walls*. Dissertação de Mestrado, MIT, 1999.
- [39] Ischebeck Titan. *The Design and Execution of Drilled and Flush-Grouted Titan Micropiles*. 2010. Disponível em <http://www.ismicropiles.org/uploads/Proceedings/2010/Ischebeck%20-%20Lizzi%20Lecture%20-%20Design%20of%20Direct%20Drilled%20and%20Continuous%20Flush%20Grouted%20Micropiles%20TITAN.pdf>. Consultado em [14/03/2014].
- [40] Kaidussis, R., Gomez de Tejada, F.. *O Jet Grouting como Ferramenta Versátil para o Tratamento e Melhoramento de solos*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século, 2000, FEUP, 1065-1074, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- [41] Keersmaekers, R., Schueremans, L., Van Rickstal, F., Van Gemert, D.. *Development of an Appropriate Grout for The Consolidation of The Column Foundations in Our Lady's Basilica at Tongeren*. 2006. Disponível em <https://lirias.kuleuven.be/bitstream/123456789/159701/2/MS>. Consultado em [26/03/2014].
- [42] Keersmaekers, R., Schueremans, L., Van Rickstal, F., Van Gemert, D., Knapen, M., Posen, D.. *NDT-control of Injection of an Appropriate grout mixture for The Consolidation of The Columns Foundations of Our Lady's Basilica at Tongeren*. 2006. Disponível em

<https://lirias.kuleuven.be/bitstream/123456789/159680/2/SAHC+paper+Tongeren+RK+FVR+DVG+MK+DP.pdf>. Consultado em [26/03/2014].

[43] Keller Group. *The Soilcrete – Jet Grouting Process*.. Disponível em http://www.kellerholding.com/download/pdf/en/Keller_67-03E.pdf. Consultado em [12/03/2014].

[44] Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *E 217 – Fundações Diretas Correntes. Recomendações*. Lisboa, 1968.

[45] Lança, P.. *Processos de Construção: Contenções Periféricas*.. Disponível em http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap4_Contencao%20Solos_web_1_40.pdf. Consultado em [20/03/2014].

[46] Lança, P.. *Processos de Construção: Fundações*.. Disponível em http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap3_Fundacoes_web.pdf. Consultado em [20/03/2014].

[47] Le Roy, R.. *Diaphragm Walls – Design and Construction*. 2010. Disponível em <http://australiangeomechanics.org/admin/wp-content/uploads/2011/09/20100810-RonanLeroy-opt.pdf>. Consultado em [20/03/2014].

[48] Lima, C.. *Ensaio In Situ*. Apontamentos da cadeira de Geologia de Engenharia do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, 2010.

[49] Lopes, A., Brito, J.. *Fundações Diretas Correntes*. Apontamentos da cadeira de Tecnologia da Construção de Edifícios do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, IST, 2009.

[50] Lunardi, P.. *Ground Improvement by Means of Jet Grouting*. Proceedings of the ICE – Ground Improvement Vol.1,1997.

[51] Maertens, J., Van Gemert, D., Jansen, M., Loosen, W., Cromheecke, W.. *Underpinning and Consolidation of The Foundations of St. Mary's Basilica at Tongeren*. Proceedings of The 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering in Urban Environments,2007, 1163-1168, Millpress, Madrid.

[52] Mangushev, R., Osokin, A.. *Characteristics of Foundations of Historical Buildings in St. Petersburg*. ATC-19: Geo Engineering for Conservation of Heritage Monuments and Historical Sites – Special Sessions of The 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,2011, The Hong Kong Polytechnic University, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Hong Kong.

[53] Marques, D.. *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.

[54] Mascarenhas, J.. *Sistemas de Construção: I – Contenções, Drenagens, Implantações, Fundações, Jet Grouting, Ancoragens, Túneis, Consolidação de Terrenos*. Livros Horizonte, Lisboa, 2011.

[55] Mascarenhas, J.. *Sistemas de Construção: XIII – Reabilitação Urbana*. Livros Horizonte, Lisboa, 2012.

[56] Matos Fernandes, M.. *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP Edições, Porto, 2011.

- [57] Melhado, S., Lemes de Souza, U., Bottura de Barros, M., Franco, L., Hino, M. Pinheiro de Godói, E., Hoo, G. Shimizu, J.. *Fundações*. 2002. Disponível em http://www.civilnet.com.br/Files/FUNDACOES/Apostila_Fundacoes1.pdf. Consultado em [11/03/2014].
- [58] Neves, M.. *Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações*. Dissertação de Mestrado, IST, 2010.
- [59] Normalisation Française. *Fondations Profondes pour le Bâtiment (DTU 13.2)*. Paris, 1992.
- [60] Ovando-Shelley, E., Santoyo, E., Pinto de Oliveira, M.. *Intervention Technics*. Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites, 2013, Nápoles, 75-91, Taylor&Francis Group, Londres.
- [61] Pereira, J.. *Reforço de Fundações com Micro-Estacas. Ligação Aço/Calda/Betão*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 2012.
- [62] Pinto, A.. *Importância da Engenharia Geotécnica na Reabilitação de Edifícios Históricos: Casos Práticos*. Seminário: Engenharia Geotécnica na Reabilitação do Património Construído, 2014, Porto, FEUP, Porto.
- [63] Pinto, A., Falcão, J., Durão, J., Barata, C., Amaral, A., Costa, A., Pacheco, J.. *Soluções Geotécnicas em Edifícios Património de Aveiro*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, 2004, Reitoria da Universidade de Aveiro, 487-496, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Aveiro.
- [64] Pinto, A., Ferreira, A., Barros, V.. *Underpinning Solutions of Historical Constructions*. Disponível em http://www.csarmento.uminho.pt/docs/ncr/historical_constructions/page%201003-1012%2061.pdf. Consultado em [09/03/2014].
- [65] Pinto, A., Ferreira, S., Boim, M., Amaral, A., Outeiro, M.. *Casos Práticos de Soluções de Reforço de Fundações*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século, 2000, FEUP, 1119-1128, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- [66] Pinto, A., Ferreira, S., Lopes, P., Dias, J., Costa, R., Almeida, F.. *Palácio Sotto Mayor – Concepção e Comportamento de uma Escavação Profunda*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 02/07/2002, 85-97, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- [67] Pinto, A., Ferreira, S., Lopes, P., Dias, J., Costa, R., Almeida, F.. *Palácio Sotto Mayor: Recalçamento de Edifício Centenário e Escavação de Grande Altura em Meio*. 2003. Disponível em http://www2.dec.fct.unl.pt/UNIC_ENG/palestras/Ciclo_Palestras_2003/SottoMayor/SOTTOMAYOR.pdf. Consultado em [07/03/2014].
- [68] Pinto, A., Gouveia, M., Lopes, P., Machado, M.. *Ampliação Subterrânea do Teatro Circo de Braga*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia – Passado, Presente e Futuro da Geotecnia, 2004, Reitoria da Universidade de Aveiro, 487-496, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Aveiro.
- [69] Pinto, A., Tomásio, R., Marques da Costa, R., Cabaço, J.. *Edifício Centenário em Lisboa – Escavação, Contenção Periférica e Recalçamento*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios da Globalização, 2008, Universidade de Coimbra, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Coimbra.
- [70] Pinto, A., Xavier, P., Coutinho, J.. *Soluções de Contenção Periférica e Recalçamento de Fachadas do Edifício na Av. da República N°25 – Lisboa*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia –

Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável, 2010, Universidade do Minho, 1461-1470, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Guimarães.

[71] Pinto, R.. *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-Apoiadas em Edifícios*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.

[72] Pires, P.. *Teoria e Prática de Técnicas de Construção, Conservação e Restauro de Edifícios do Século XVIII: estudos de uma capela setecentista de Samodães (Lamego)*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2009.

[73] Rebelo, P., Cristóvão, A., Candeias, M.. *Sustentação do Hotel Av. Palace com Microestacas e Jet Grouting para Construção da Galeria do Metropolitano de Lisboa*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro, 2002, LNEC, 1205-1214, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.

[74] Richards, T.. *Diaphragm Walls*. 2006. Disponível em <http://www.nicholsonconstruction.com/techresources/techPapers/PDF/Diaphragm%20Wall%20Paper%20Hershey2005-rev.pdf>. Consultado em [20/03/2014].

[75] Roberto, I.. *Colunas de Jet Grouting na Construção de Túneis*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012.

[76] Rodrigues, D.. *Jet Grouting – Controlo de Qualidade em Terremos do Miocénico em Lisboa*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 2009.

[77] Ruiz, M.. *Micropilotes: Uso en Recalces*. 2003. Disponível em http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/fundaciones/STMR_Art_MicropilotesUsoRecalces.pdf. Consultado em [22/02/2014].

[78] Rykwert, J., Leach, N., Tavernor, R.. *On The Art Of Building In Ten Books*. MIT Press, Massashusetts, 1988.

[79] Sacadura, T.. *Estabilização de um Aterro de uma Obra Ferroviária com Recurso a Microestacas*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.

[80] Santos, J.. *Análise do Comportamento de Paredes do Tipo Berlim Definitivo*. Dissertação de Mestrado, IST, 2011.

[81] Shong, L., Chung, F.. *Design & Construction of Micropiles*. 2003. Disponível em http://www.crockerltd.net/design_construction_micropiles.pdf. Consultado em [12/03/2014].

[82] Shvets, V., Feklin, V., Ginzburg, L.. *Reinforcement and Reconstruction of Foundations*. A.A. Balkema, Roterdão, 1996.

[83] Soletanche Bachy. *Diaphragm Walls and Barrettes*. 2005. Disponível em [http://www.bachy-soletanche.com/SBF/sitev4_uk.nsf/technique/diaphragm-wall/\\$File/Parois%20moul%C3%A9es%20%26%20Barrettes%20va.pdf](http://www.bachy-soletanche.com/SBF/sitev4_uk.nsf/technique/diaphragm-wall/$File/Parois%20moul%C3%A9es%20%26%20Barrettes%20va.pdf). Consultado em [21/03/2014].

[84] Thorburn, S., Littlejohn, S.. *Underpinning and Retention*. Taylor&Francis Group, Glasgow, 1993.

[85] Trigo, J.. *Aspetos Geotécnicos na Reabilitação de Construções Antigas: Casos de Obras no Norte de Portugal*. Seminário: Engenharia Geotécnica na Reabilitação do Património Construído, 2014, Porto, FEUP, Porto.

[86] Vallecillo, A., Barrero, J., Cortés, E.. *Recalce y Arriostamiento de la Cimentación de un Edificio Plurifamiliar de 7 Plantas, en el Casco Histórico de Granada*. 1999. Disponível em

- http://dspace.unav.es/dspace/bitstream/10171/17512/1/RE_Vol%2030_05.pdf. Consultado em [22/02/2014].
- [87] Van Rickstal, F., Ignoul, S., Toumbakari, E., Van Balen, K.. *Strutural Consolidation and Strengthening of Mansory: Historical Overview and Evolution*. 2003. Disponível em <https://bwk.kuleuven.be/mat/publications/internationalconference/2003-vangemert-structural-msr.pdf>. Consultado em [26/03/2014].
- [88] Van der Stoel, A.. *Ground Improvement in Urban Areas: State of The Art*. Proceedings of The 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering in Urban Environments, 2007, 147-160, Millpress, Madrid.
- [89] Viana da Fonseca, A.. *Alicerces de Ontem, Fundações de Amanhã: O Reforço Como Garantia da Preservação Monumental*. 2º Seminário – A Intervenção no Património: Práticas de Conservação e Reabilitação, 2005, Porto, 529-571, FEUP, Porto.
- [90] Viana da Fonseca, A. *Patologias e Reabilitação*. Apontamentos da cadeira de Fundações do Mestrado em Reabilitação do Património Edificado, FEUP, 2006.
- [91] Viana da Fonseca, A (2009^a).. *Fundações por Estacas*. Apontamentos da cadeira de Fundações do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, 2009.
- [92] Viana da Fonseca, A (2009^b).. *Melhoramento de Maciços e Reforço de Fundações*. Apontamentos da cadeira de Fundações do Mestrado em Reabilitação do Património Edificado, FEUP, 2009.
- [93] Viana da Fonseca, A., Fahey, M.. *Prospecção e Caracterização Geotécnica*. Apontamentos da cadeira de Fundações do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, 2009.
- [94] Vitório, J, Carneiro de Barros, R.. *Reforço de Fundações de Pontes e Viadutos – Três Casos Reais*. 2012. Disponível em http://vitorioemelo.com.br/publicacoes/Reforco_Fundacoes_Pontes_Viadutos_Casos_Reais.pdf. Consultado em [09/03/2014].
- [95] <http://www.geoengineer.org/education/web-based-class-projects/select-topics-in-ground-improvement/deep-soil-mixing-for-retention-of-excavations?showall=1&limitstart=>. Consultado em [15/04/2014].
- [96] <http://professor.ucg.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/15563/material/Patologia%20das%20estruturas%20-%2010%C2%AAula.pdf>. Consultado em [05/03/2014]
- [97] http://english.geocpt.es/Vane_Test.html. Consultado em [18/03/2014]
- [98] <http://www.dywidag-systems.com/emea/products/geotechnic/gewi-pile/overview.html>. Consultado em [25/05/2014].
- [99] <http://www.drillmine.com.br/PRODUTOS/?cid=140&sid=143&pid=130>. Consultado em [10/06/2014].